

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

“APLICACIÓN DEL MÉTODO PUNTAL-TENSOR EN EL
DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO CON
DISCONTINUIDADES”

TESIS

Presentada por:

Bach. Joel Anthony Carita Pongo

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

TACNA-PERÚ

2024

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

“APLICACIÓN DEL MÉTODO PUNTAL-TENSOR EN EL DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO CON DISCONTINUIDADES”,

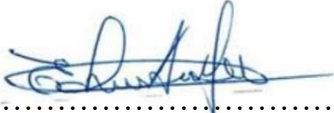
Tesis sustentada y aprobada el día 24 de enero de 2024 estando integrado el Jurado Calificador por:

PRESIDENTE

: 

Dr. Ing. Victor Yapuchura Platero

SECRETARIO

: 

MSc. Ing. Edgar Chura Arocutipa

VOCAL

: 

Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga

ASESOR DE TESIS

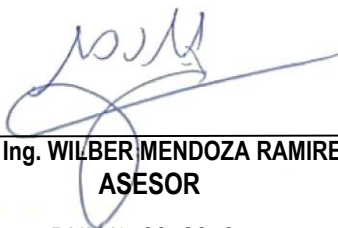
: 

Mtro. Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez

CERTIFICADO DE SIMILITUD

Yo, **Wilber Percy Mendoza Ramirez** en mi condición de asesor acreditado por la Resolución de Facultad R.F N°113-2023-FIAG/UNJBG de la tesis titulada: **“APLICACIÓN DEL MÉTODO PUNTAL-TENSOR EN EL DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO CON DISCONTINUIDADES”**, presentado por el Bachiller Joel Anthony Carita Pongo para optar por el título profesional de Ingeniero Civil, habiendo cumplido con lo establecido en el reglamento de originalidad y de similitud de trabajos de investigación y producción intelectual, considerando que según la revisión, evaluación y análisis realizado a través del software antiplagio **TURNITIN** cuenta con el nivel de similitud cuyo porcentaje es de 10% por lo que **CERTIFICO LA SIMILARIDAD** de la tesis, la cual está de acuerdo al nivel **PERMITIDO**, para continuar con los trámites correspondientes y para su publicación en el repositorio institucional.

Se emite el presente certificado con fines de continuar con los tramites respectivos para su obtención de título profesional.



Mtro. Ing. **WILBER MENDOZA RAMIREZ**
ASESOR

DNI N°: 00520705

Agradecimientos

A mi familia que siempre estuvo presente en los buenos y malos momentos brindando el apoyo emocional y económico para poder seguir adelante.

A los profesores, los ingenieros de la universidad y catedráticos de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de esta Universidad, que compartieron sus conocimientos y experiencias en clase para permitirnos afrontar los retos de esta profesión.

ellos nos compartieron sus conocimientos durante el tiempo que estuvimos en la universidad ya que nos brindaron y nos inculcaron seguir el camino de la investigación académica.

A la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, por ser la casa de estudios que permite formar intelectual y culturalmente a los ciudadanos de esta región por medio de una profesión y poder contribuir con el crecimiento de nuestro país.

Joel Anthony Carita Pongo

Dedicatoria

A mis padres, por su apoyo incondicional, que hicieron en gran parte la persona que hoy soy y ayudaron a que cumpla con mis objetivos.

A mis hermanos menores, que son los que me motivan a seguir adelante y darles la ayuda para que cumplan con sus metas.

A mis amigos, que estuvieron conmigo a lo largo de mi formación y pude compartir grandes momentos que son valiosos para el desarrollo personal.

A los profesores, por su sabiduría y conocimiento que me transmitieron para hacer frente a los retos de esta gran profesión.

Joel Anthony Carita Pongo

Contenido

Agradecimientos	4
Dedicatoria	5
Contenido	6
Tablas	10
Figuras.....	11
Resumen.....	13
Abstract	14
Introducción	15
Capítulo I: Planteamiento del problema	16
1.1 Descripción de la Realidad Problemática	16
1.2 Formulación del Problema.....	17
1.2.1 Problema Principal.....	17
1.2.2 Problemas Secundarios	17
1.3 Justificación de la Investigación	17
1.4 Objetivos	18
1.4.1 Objetivo Principal	18
1.4.2 Objetivo Secundarios	18
Capítulo II: Marco Teórico	19
2.1 Antecedentes	19
2.1.1 Antecedentes Internacionales.....	19
2.1.2 Antecedentes Nacionales	21
2.1.3 Antecedentes Locales.....	21
2.2 Bases Teóricas	22
2.2.1 Muros de Concreto Armado.....	22
2.2.2 Modos de falla de muros	23

2.2.3	Clasificación de muros de corte de Concreto Armado	25
2.2.3.1	Muros de cortante sin aberturas	25
2.2.3.2	Muros de cortante con aberturas	26
2.2.3.3	Muros de cortante acoplado	27
2.2.4	Modelos de análisis para muros	28
2.2.4.1	Análisis simplificado como columna ancha.....	28
2.2.4.2	Análisis por elementos finitos	29
2.2.5	Regiones de discontinuidad	31
2.2.6	Método puntal tensor	34
2.2.6.1	Requerimiento de diseño	35
2.2.6.2	Puntales	35
2.2.6.3	Tensores	37
2.2.6.4	Zonas nodales	37
2.2.7	Método puntal tensor para el diseño de muros con aberturas.....	40
2.3	Definición de Términos Básicos	41
2.3.1	Estado tensional	41
2.3.2	Modelo de barras.....	41
2.3.3	Puntal	41
2.3.4	Tensor	41
2.3.5	Zona nodal	41
2.3.6	Zona nodal extendida.....	41
2.3.7	Región B	41
2.3.8	Región D.....	41
Capítulo III: Marco Metodológico.....		42
3.1	Hipótesis	42
3.1.1	Hipótesis Principal	42
3.1.2	Hipótesis Secundarias	42

3.2 Operacionalización de Variables	42
3.3 Tipo y diseño de Investigación	43
3.4 Población y Muestra de estudio	43
3.5 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	44
3.5.1 Recopilación de Datos	44
3.5.1.1 Descripción General de la Edificación.....	45
3.5.2 Procesamiento de Datos	46
3.6 Análisis de Datos	46
3.6.1 Análisis Lineal en Etabs.....	46
3.6.1.1 Estructuración.....	46
3.6.1.2 Modelado 3D.....	48
3.6.1.3 Asignación de cargas.....	49
3.6.1.4 Verificación de distorsiones de entrepiso.....	55
3.6.1.5 Cortante basal.....	55
3.6.1.6 Obtención de cargas para el diseño del muro de concreto armado	57
3.6.2 Análisis del modelo de barras equivalente.....	58
3.6.2.1 Modelo preliminar.....	58
3.6.2.2 Modelo simplificado de barras	61
3.6.3 Diseño por el método puntal tensor	65
3.6.3.1 Diseño de tensores.....	65
3.6.3.2 Diseño de puntales	67
3.6.3.3 Verificación en las zonas nodales	70
Capítulo IV: Resultados	72
4.1 Presentación de los Resultados	72
4.2 Comprobación de Hipótesis (Discusión)	74
4.2.1 Discusión Hipótesis Principal.....	74
4.2.2 Discusión Hipótesis Secundaria	74

Capítulo V: Conclusiones y Recomendaciones	76
5.1 Conclusiones	76
5.2 Recomendación y/o Sugerencias	77
Referencias.....	78
Anexos	80
Anexo 1: Matriz de Consistencia	80
Anexo 2: Propuestas de estructuración	82
Anexo 3: Código de análisis estructural del modelo de barras	95
Anexo 4: Planos.....	102

Tablas

Tabla 1	<i>Coefficiente del puntal β_s</i>	36
Tabla 2	<i>Refuerzo mínimo distribuido</i>	36
Tabla 3	<i>Factor de modificación para confinamiento de puntales y nodos β_c</i>	36
Tabla 4	<i>Factor de modificación para confinamiento de puntales y nodos β_n</i>	37
Tabla 5	<i>Operacionalización de variables</i>	42
Tabla 6	<i>Propiedades mecánicas del concreto, acero y albañilería</i>	45
Tabla 7	<i>Dimensiones de los elementos estructurales para el modelado de la edificación</i>	48
Tabla 8	<i>Sobrecargas de la norma E.020 para un centro de educación</i>	49
Tabla 9	<i>Parámetros sísmicos de la norma E.030 de la edificación</i>	53
Tabla 10	<i>Distorsiones de entrepiso por cada nivel</i>	55
Tabla 11	<i>Solicitaciones en las columnas ante cargas sísmicas</i>	57
Tabla 12	<i>Cargas acumuladas por piso en el muro de concreto armado a diseñar</i>	58
Tabla 13	<i>Cargas por piso en el muro de concreto armado a diseñar</i>	59
Tabla 14	<i>Fuerzas en los elementos del modelo de barras</i>	63
Tabla 15	<i>Reacciones en la base del modelo de barras</i>	64
Tabla 16	<i>Áreas de acero necesario en cada tensor</i>	66
Tabla 17	<i>Ancho de puntales</i>	68
Tabla 17	<i>Matriz de Consistencia</i>	80
Tabla 19	<i>Densidad de muros según la distribución de la figura 32 en la dirección X-X y Y-Y</i>	84
Tabla 20	<i>Densidad de muros según la distribución de la figura 33 en la dirección X-X y Y-Y</i>	86
Tabla 21	<i>Densidad de muros según la distribución de la figura 34 en la dirección X-X</i>	87
Tabla 22	<i>Densidad de muros según la distribución de la figura 35 en la dirección X-X</i>	89
Tabla 23	<i>Densidad de muros según la distribución de la figura 36 en la dirección X-X</i>	89
Tabla 24	<i>Predimensionamiento de vigas primarias y secundarias</i>	92
Tabla 25	<i>Predimensionamiento por el método de áreas tributarias</i>	93

Figuras

Figura 1 <i>Acciones en un muro estructural</i>	23
Figura 2 <i>Modos de falla de muros esbeltos</i>	25
Figura 3 <i>Muro estructural con aberturas</i>	26
Figura 4 <i>Muro acoplado</i>	28
Figura 5 <i>Modulo simplificado de la columna ancha</i>	29
Figura 6 <i>Análisis estructural de muro por elementos finitos</i>	30
Figura 7 <i>Trayectorias de tensión en una región B y cerca de discontinuidades (Regiones D)</i>	31
Figura 8 <i>Regiones D por discontinuidades geométricas</i>	32
Figura 9 <i>Regiones D por discontinuidades geométricas y de carga</i>	33
Figura 10 <i>Clasificación de nudos</i>	38
Figura 11 <i>Zona nodal extendida de tipo CCT con una capa de acero</i>	39
Figura 12 <i>Zona nodal extendida de tipo CCT con acero distribuido</i>	39
Figura 13 <i>Muestra estudiada en la presente investigación</i>	43
Figura 14 <i>Distribución arquitectónica del primer, segundo y tercer nivel de la edificación propuesta</i>	45
Figura 15 <i>Estructuración para el modelado estructural</i>	47
Figura 16 <i>Modelado 3D de la edificación en el software ETABS</i>	48
Figura 17 <i>Creación de patrones de carga sobre la edificación</i>	49
Figura 17 <i>Asignación de sobrecargas según el uso de ambiente en el primer nivel</i>	50
Figura 18 <i>Asignación de sobrecargas según el uso de ambiente en el segundo nivel</i>	51
Figura 19 <i>Asignación de sobrecargas según el uso de ambiente en el tercer nivel</i>	52
Figura 21 <i>Estimación del peso de la estructura para un centro de educación</i>	54
Figura 22 <i>Cortante basal de toda la estructura</i>	56
Figura 23 <i>Cortante basal en todas las columnas</i>	56
Figura 24 <i>Modelo de barras preliminar</i>	58
Figura 25 <i>Distribución de fuerzas en el modelo de barras preliminar</i>	60
Figura 26 <i>Modelo de barras que simplifica el modelo continuo</i>	61
Figura 27 <i>Resultados del análisis estructural al modelo de barras</i>	62
Figura 28 <i>Relaciones geométricas de la zona nodal 24 de tipo CCT</i>	71
Figura 29 <i>Distribución de acero en el elemento estructural</i>	72

Figura 30 <i>Detalle de armado de acero en las secciones de corte</i>	73
Figura 31 <i>Distribución en planta de la edificación</i>	82
Figura 32 <i>Distribución de muros en planta con espesor efectivo $e=0.13\text{cm}$</i>	84
Figura 33 <i>Distribución de muros en planta con espesor efectivo $e=0.23\text{cm}$</i>	85
Figura 34 <i>Inclusión de muros de concreto armado (X4 y X5) de espesor $e=0.20\text{cm}$</i>	87
Figura 35 <i>Aumento de espesor de muro posterior más alejado (X1) en $e=0.23\text{cm}$</i>	88
Figura 36 <i>Aumento de longitud de muro de concreto armado (X4)</i>	90
Figura 37 <i>Aumento de longitud de muro de concreto armado (X4)</i>	91
Figura 38 <i>Área tributarias de columnas</i>	92
Figura 39 <i>Dimensiones de columnas para sistemas de pórticos</i>	93

Resumen

La presente tesis se titula: “Aplicación del método Punta-Tensor en el diseño de muros de concreto armado con discontinuidades”.

El objetivo principal de esta investigación es realizar el diseño de un muro de concreto armado con discontinuidad de tipo geométrico por aberturas para una edificación mediante la aplicación del método puntal-tensor, el cual nos proporcionará la cantidad de refuerzo necesario en el elemento estructural.

Para el cumplimiento del objetivo, de manera aplicativa, se presentó una propuesta de edificación de tres niveles ubicada en el distrito Gregorio Albarracín Lanchipa destinada a la enseñanza, del cual se obtendrán las cargas para el diseño de un muro estructural. Se planteó un modelo de barras que simplifique el estado tensional del muro estructural, dicho modelo constituyó de puntales, tensores y zonas nodales quienes se diseñan por medio del método proporcionando la cantidad de acero de refuerzo necesario en el elemento estructural.

Se determinó la distribución de acero necesario para el elemento estructural siendo reforzado principalmente los elementos de borde del muro y los circundantes a las aberturas cuyos resultados se presentan en un plano de detalle de refuerzo de acero del muro.

Finalmente, se concluye que el método puntal-tensor aplicado al diseño de un muro de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas es una técnica útil para el diseño de estructuras discontinuas, siendo a su vez alternativa y/o complementaria a otros métodos más sofisticados.

Palabras claves: Estado tensional, modelo de barras; puntal; tensor.

Abstract.

This thesis is titled: “Application of the Point-Tensor method in the design of reinforced concrete walls with discontinuities.”

The main objective of this research is to design a reinforced concrete wall with geometric discontinuity due to openings for a building through the application of the strut-tensioner method, which will provide us with the necessary amount of reinforcement in the structural element.

To fulfill the objective, in an application manner, a three-level building proposal was presented located in the Gregorio Albarracín Lanchipa district intended for teaching, from which the loads for the design of a structural wall will be obtained. A bar model was proposed that simplifies the tension state of the structural wall. This model consisted of struts, tensioners and nodal zones which are designed through the method providing the amount of reinforcing steel necessary in the structural element.

The distribution of steel necessary for the structural element was determined, with mainly the edge elements of the wall and those surrounding the openings being reinforced, the results of which are presented in a detail plan of the steel reinforcement of the wall.

Finally, it is concluded that the strut-tensioner method applied to the design of a reinforced concrete wall with geometric discontinuities due to openings is a useful technique for the design of discontinuous structures, being at the same time alternative and/or complementary to other more methods. sophisticated.

Keywords: Stress state, bar model; strut; tensor.

Introducción

La presente investigación tiene como tema “Aplicación del método Punta-Tensor en el diseño de muros de concreto armado con discontinuidades”.

Este método permite realizar cálculos y detalles de refuerzo del acero en el concreto con la ventaja de abordar elementos estructurales que presenten geometrías discontinuas de una forma sencilla, el resulta conveniente como método alternativo y/o complementario en el diseño de elementos de concreto armado.

La presente investigación consta de cinco capítulos:

- Capítulo I, se formuló el problema, la justificación, los objetivos.
- Capítulo II, se realizaron los antecedentes del estudio, las bases teóricas (muros de concreto armado, regiones de discontinuidad, método puntal tensor) y la definición de términos.
- Capítulo III describe el marco metodológico utilizado. Esto incluye la Hipótesis, operacionalización de variables, el diseño de la investigación, población y muestras de estudio, técnicas e instrumentos de recolección de datos y análisis de datos.
- Capítulo IV, se presentan los resultados del método de puntal tensor con la esquematización del acero de refuerzo necesario en el elemento estructural.
- Capítulo V se presentan las conclusiones, recomendaciones y anexos.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción de la Realidad Problemática

El diseño de elementos estructurales de concreto armado es realizado, por lo general, mediante la teoría elástica de flexión, que simplifica los elementos estructurales (vigas, columnas, muros, etc) como barras sometidas a fuerzas y momentos en sus extremos. Este método de análisis es universalmente usado por ingenieros para el diseño de los elementos estructurales de concreto armado, siempre que se cumpla la hipótesis de Navier-Bernoulli, que enuncia que dos secciones transversales inicialmente planas y paralelas permanecen planas después de aplicadas las cargas.

En el desarrollo de proyectos estructurales no siempre se diseñan muros de concreto armado que cumplan la hipótesis ya mencionada debido a discontinuidades geométricas (perforaciones y cambios de dimensiones) o de carga (cargas puntuales) en los elementos estructurales, esto implica usar técnicas de análisis y diseño que puedan abordar dichos elementos que la teoría elástica clásica no puede.

Existen métodos numéricos sofisticados que permiten analizar y diseñar elementos de concreto armado con dichas características, cuyos resultados permiten describir mejor el comportamiento del elemento estructural pero que requieren una mayor comprensión teórica y experiencia en el uso del método y el coste computacional es alto, relegándolos generalmente a casos especiales y de mayor envergadura. Por ello, es menester utilizar un método que sea capaz de abordar el problema de una manera simple y que de resultados confiables.

Una técnica alternativa que permite analizar y diseñar elementos estructurales con discontinuidades es el método Puntal-tensor. El método del Puntal-tensor es una técnica que

simula el elemento estructural como una estructura reticular de barras, ajustándose a cualquier geometría y haciendo posible el cálculo de acero de forma aproximada en un elemento estructural.

1.2 Formulación del Problema

1.2.1 Problema Principal

- ¿Cómo diseñar un muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas mediante la aplicación del método puntal-tensor?

1.2.2 Problemas Secundarios

- ¿Cómo se distribuyen las fuerzas en un muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas?
- ¿Cómo plantear un modelo de barras que simplifique el estado tensional del muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas para su diseño?
- ¿Cómo obtener el refuerzo de acero necesario para el muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas?

1.3 Justificación de la Investigación

Los muros de concreto armado son usados comúnmente para resistir cargas laterales que provienen generalmente de sismos de mediana y gran altura. Este tipo de elementos proporciona rigidez y resistencia necesaria para soportar las demandas sísmicas.

La presente investigación da a conocer el método como una herramienta alternativa frente a los métodos numéricos más sofisticados, como son los hechos por Elementos finitos, para el diseño de muros de concreto armado con aberturas por medio de modelos de barras

que simplifican el comportamiento del elemento estructural, siendo fácil de comprender y representando un coste computacional bajo.

La presente investigación propone un modelo de barras para el estudio de un muro estructural de concreto armado con discontinuidades del tipo geométrico como las aberturas.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo Principal

- Realizar el diseño de muros estructurales de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas mediante la aplicación del método puntal-tensor.

1.4.2 Objetivo Secundarios

- Determinar la distribución de fuerzas en el muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas.
- Plantear un modelo de barras que simplifique el estado tensional del muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico para su diseño.
- Obtener el refuerzo de acero necesario para el muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

2.1.1 Antecedentes Internacionales

Schlaich et al. (1987) con su investigación titulada “TOWARD A CONSISTENT DESIGN OF STRUCTURAL CONCRETE” desarrollaron una propuesta de diseño de elementos de concreto armado, que permite que cualquier parte de una estructura sea diseñada usando un modelo de barras sometidos a esfuerzos de tracción y compresión. Determinando que para realizar un buen diseño es importante seguir el flujo de fuerzas en el elemento. Así mismo, concluyen que las fuerzas de compresión no suelen ser la principal preocupación, siendo más importante determinar donde se desarrollan las fuerzas de tracción en el concreto para luego reforzarlo con acero, dada por la cuantificación de las fuerzas de tracción en los tensores.

Por medio del Comité ACI 318, Reineck (2002) en su libro “EJEMPLOS PARA EL DISEÑO DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL USANDO MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES”, publica un conjunto de ejemplos para la aplicación del método Puntal-tensor en el que se muestra el modelamiento de un muro de gran altura con dos aberturas asimétricas (muro con discontinuidad geométrica). Debido a las aberturas y a la proximidad de las cargas y apoyos concentrados, la totalidad del muro es considerada como una región D. El resultado final, es un muro con bastante refuerzo en los elementos de confinamiento y en las proximidades de la abertura.

Azócar (2004) en su investigación titulada “MODELO PUNTAL-TENSOR APLICADO AL DISEÑO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO”, con el objetivo principal de sustentar el método como una técnica alternativa importante en el diseño de

elementos de concreto armado, aplica el método Puntal-tensor a diferentes tipos de estructuras de concreto armado, entre ellas, que son de nuestro interés, muros estructurales con geometría de “2m x 6m, 4m x 6m, 6m x 6m, 8m x 6m y 10m x 6m”, dejando en evidencia la similitud de la distribución de esfuerzos de cada caso para la determinación de una estructura reticular estándar, destacando lo importante que es conocer el estado tensional de un elemento estructural para el trazo de un modelo simplificado de barras. Así mismo, resalta lo versátil que es el método frente a las distintas geometrías y condiciones de carga a las que se puede adaptar, facilitando la comprensión de elementos de concreto armado en el estado elástico.

Carrillo y Alcocer (2010), en su investigación titulada “EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DEL MÉTODO DE PUNTALES Y TENSORES APLICADO A MUROS DE CONCRETO DE BAJA ALTURA”, con el propósito de evaluar el método puntal-tensor, estudió experimental y analíticamente la técnica para muros de concreto baja altura de variando el concreto de peso normal y celular, cuantía de acero de 0.125 y 0.25% y refuerzo de acero a cortante en el alma con barras corrugadas y malla de acero soldado. Cuando compararon la resistencia calculada con la medida en el experimento encontraron que el método hace estimaciones adecuadas a la capacidad a corte de los muros estudiados, sin embargo, el modo de falla a corte del muro, la velocidad de aplicación de las cargas, los ciclos y la energía disipada acumulada generan una disparidad significativa debido a la degradación de la resistencia de los muros de concreto armado de baja altura.

Moreno (2014), en su investigación titulada “EVALUACIÓN DEL DISEÑO SÍSMICO DE MUROS CON PERFORACIONES, MEDIANTE EL USO DE MODELOS DE PUNTALES Y TENSORES”, con el objetivo de determinar si el método puntal tensor es competitivo frente al método de elementos finitos, encontrando las ventajas y desventajas de la técnica para el caso de un muro de cuatro niveles con cuatro aberturas en posiciones

asimétricas ante cargas laterales, determinó que, contando con experiencia o criterio ingenieril suficiente, el método es muy útil pues puede abarcar el diseño de estructural de sistemas más complejos y si bien cada problema tiene su peculiaridad, la manera de resolverlos no es muy diferente. Sin embargo, resalto una desventaja, ante la complejidad del flujo de esfuerzos en el elemento a diseñar sumado a la falta de experiencia, es razonable que se tenga problemas en generar modelos reticulares que modelen adecuadamente el flujo interno de esfuerzos, lo que puede llevar a tomar decisiones incorrectas sobre el refuerzo de acero adicional.

2.1.2 Antecedentes Nacionales

Gervassi (2019), en su investigación titulada “DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO APLICANDO EL MÉTODO DE PUNTAL Y TIRANTE”, con el objetivo de aplicar el método a elementos estructurales como vigas con aberturas, muros con aberturas y zapatas sobre pilotes para probar su utilidad, determinó que, para el caso de vigas y muros con aberturas, estas discontinuidades geométricas solicitan una mayor cantidad de acero en su contorno comparado con vigas y muros sin aberturas. Así mismo, describe el comportamiento de muros con aberturas para el cálculo de acero necesario modificando el tamaño de las aberturas, evidenciando el cambio de distribución de acero.

2.1.3 Antecedentes Locales

Linaja (Linaja, 2020) en su investigación “DISEÑO DE VIGAS DE GRAN PERALTE CON ALTO NIVEL DE ASIMETRÍA USANDO LA TÉCNICA DEL PUNTAL TIRANTE” tiene como finalidad realizar el diseño de vigas asimétricas de gran peralte usando el método puntal tensor, determinando que requiere una gran cantidad de acero de refuerzo por su alto grado de asimetría. Adicionalmente, el diseño fue sometido a prueba

analizando la muestra en el software Abaqus CAE mostrando resultados favorables, concluyendo que para muestras con discontinuidades considerables se recomienda usar este método.

2.2 Bases Teóricas

2.2.1 Muros de Concreto Armado

Bondarenko y García (2012), refieren que los muros estructurales, conformados principalmente por concreto armado, están diseñados para resistir diversas combinaciones de momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales Figura 1, generadas principalmente por factores como el viento, sismos y acciones gravitacionales. Morfológicamente, estos elementos se caracterizan por tener un desarrollo en altura significativo en comparación con su ancho intermedio y un espesor reducido.

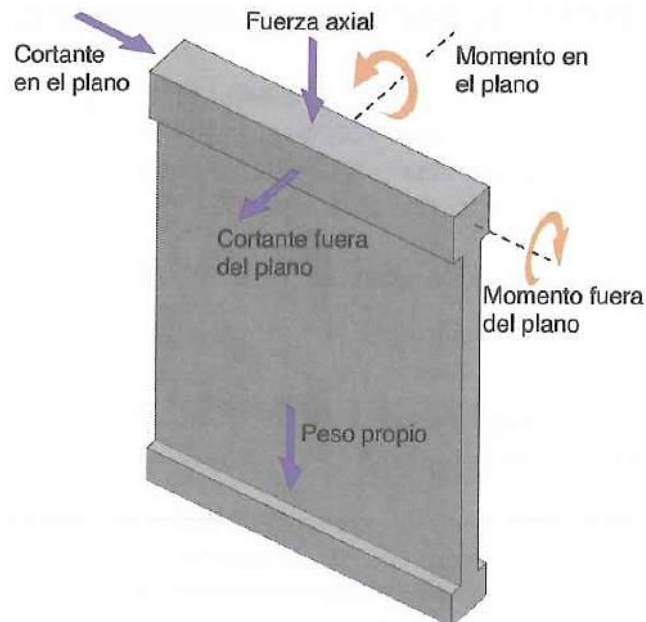
Cuando se disponen de manera adecuada en una construcción, los muros estructurales ofrecen rigidez y resistencia esenciales para controlar las deflexiones laterales y limitar los efectos de torsión en la estructura. Aunque a veces se les denomina muros de cortante debido a que transfieren gran parte, o incluso la totalidad, de la carga lateral y la fuerza cortante horizontal, es importante destacar que estos elementos también pueden experimentar cargas axiales y flexión de manera significativa. Por tanto, en este trabajo de investigación, se utilizará el término "muros estructurales" en lugar de "muros de cortante" para generalizar su función.

Con la tendencia actual hacia edificaciones de niveles múltiples más altas y esbeltas, el análisis de muros estructurales se convierte en una parte crucial del diseño. Estos muros, bien diseñados en áreas sísmicas, no solo proporcionan una seguridad estructural adecuada, sino que también ofrecen una protección efectiva contra daños no estructurales costosos durante perturbaciones sísmicas moderadas.

Es importante señalar que, a diferencia de los sistemas estructurales basados en pórticos, los sistemas conformados por muros estructurales tienden a ser más rígidos, lo que lleva a diseñarlos con un factor de reducción de respuesta menor. No obstante, para edificaciones relativamente altas, la rigidez se vuelve fundamental para garantizar la estabilidad durante eventos sísmicos, y con un diseño adecuado, los muros estructurales también pueden utilizarse para disipar energía.

Figura 1

Acciones en un muro estructural



Nota: Se muestran las principales solicitaciones en muros de corte, obtenido de ACI Committee (2019)

2.2.2 Modos de falla de muros

El comportamiento de un muro alto con sección transversal rectangular puede compararse con el de una viga en voladizo, aunque con la consideración constante de la presencia de una carga axial, que, aunque generalmente es pequeña, está siempre presente. En los pisos inferiores, donde se generan momentos y fuerzas cortantes significativos, se

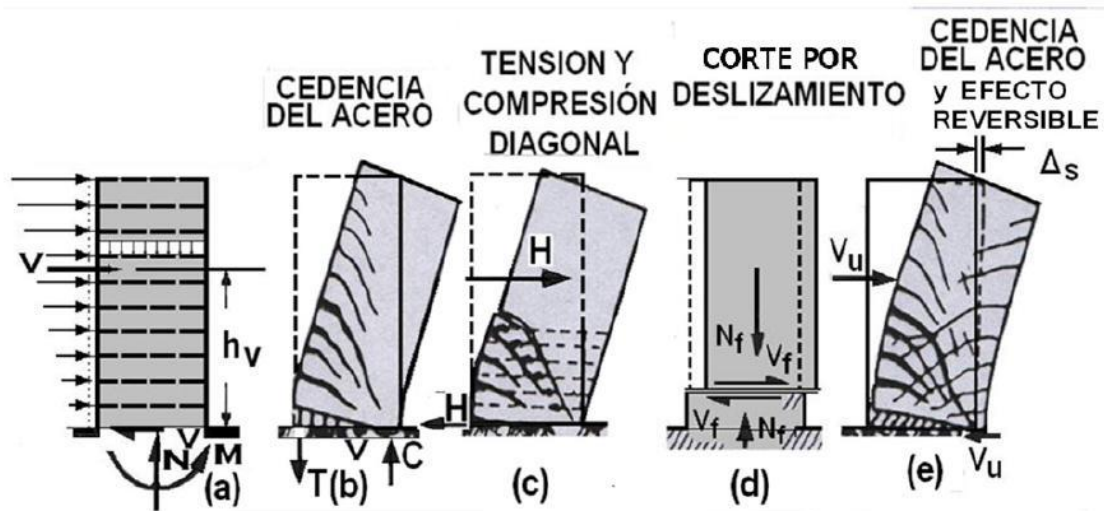
experimentan esfuerzos de compresión y tracción considerablemente elevados en las zonas cercanas a los extremos o bordes del muro. Existe la posibilidad de que se presente inestabilidad en los bordes, teniendo en cuenta que el ancho suele ser poco significativo. La altura entre pisos debe evaluarse para abordar el problema de la esbeltez de los bordes en la dirección transversal al muro, considerando la restricción transversal impuesta por los techos.

Dada la concentración de momentos importantes en la base del muro, es necesario considerar la formación de una rótula plástica en la base. La longitud de esta rótula puede superar la longitud del muro, generando fisuras de flexión (tracción por flexión) que se combinan con fisuras de tracción diagonal. Estas últimas requerirán un esfuerzo horizontal por cortante significativo. El refuerzo horizontal desempeña un papel crucial al controlar estas fisuras, al mismo tiempo que sirve como confinamiento y arriostamiento de las barras de acero longitudinales, ya sea en tracción o compresión según el momento considerado. Autores como Park, Paulay y otros sugieren diseñar con el máximo cortante en la base a una altura al menos 1.5 veces la longitud del muro desde la base, para proporcionar mayor resistencia por cortante en toda la longitud posible de la rótula plástica.

Además de la falla por flexión descrita anteriormente (rótula plástica en la base) y la combinación con los esfuerzos de tracción diagonal producidos por el cortante, este tipo de muros puede experimentar la denominada falla por desplazamiento. Esta puede ocurrir en las zonas de juntas de vaciado entre piso y piso o entre la zapata y el primer piso, y dependerá de la calidad de la superficie de contacto. Para controlar esta falla, es crucial que el concreto del muro se coloque sobre una superficie libre de residuos, y se debe considerar en el diseño una cantidad suficiente de barras verticales para resistir el cortante mediante el denominado cortante por fricción. En este caso, el objetivo será diseñar de manera que la resistencia de la junta de construcción sea superior a la resistencia a cortante requerida en este nivel.

Figura 2

Modos de falla de muros esbeltos



Nota: Adaptado de (Paulay & Priestley, 1992)

2.2.3 Clasificación de muros de corte de Concreto Armado

2.2.3.1 Muros de cortante sin aberturas

Desde una perspectiva geométrica, se puede conceptualizar un muro sin aberturas como un medio continuo contenido en un plano. Las hipótesis de análisis se basan en los siguientes puntos:

- El material que lo compone se considerará homogéneo, elástico, lineal e isótropo.
- La geometría del muro implica tres dimensiones, con dos de ellas relativamente grandes y contenidas en un plano, mientras que la tercera es cooperativamente más corta en otro plano.
- Dadas las dos premisas anteriores, la idealización del muro corresponderá a un estado plano de esfuerzo.
- Las cargas que el muro debe soportar estarán contenidas tanto en el plano del muro como perpendiculares a este.

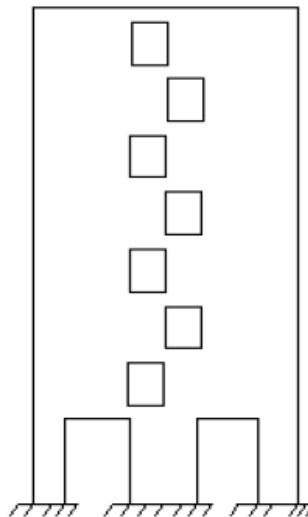
Los muros estructurales sin aberturas pueden tratarse como voladizos verticales, permitiendo el cálculo de la rigidez y los esfuerzos mediante la aplicación de la teoría simple de la flexión.

2.2.3.2 Muros de cortante con aberturas

Las ventanas, puertas y conductos de servicio a menudo requieren la presencia de aberturas en los muros estructurales, ya sean interiores o exteriores. Es crucial que estas aberturas interfieran lo menos posible con la capacidad de resistencia a momentos y la transmisión de cortante de la estructura. La Figura 3 ilustra un ejemplo de un muro con una distribución irracional. El cambio brusco de una sección de muro a columnas disminuye significativamente la resistencia a la flexión de la estructura de voladizo en la sección crítica de la base. Además, la disposición escalonada de las aberturas reduce considerablemente el área de contacto entre los dos muros, donde deberían transmitirse las fuerzas a cortante.

Figura 3

Muro estructural con aberturas

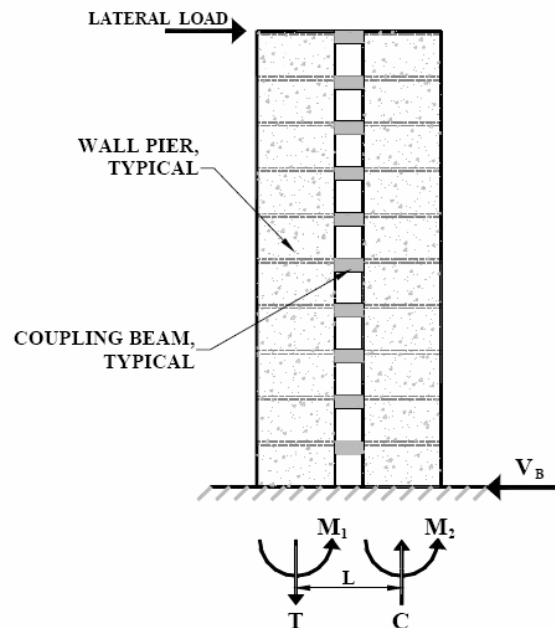


Nota: La configuración del muro presenta interferencia con la resistencia a flexión y corte. Adaptado de Paulay y Priestley (1992)

2.2.3.3 Muros de cortante acoplado

Muchos muros de cortante contienen una o más hileras verticales de aberturas, como el núcleo de cortante de un edificio alto que alberga ascensores, pozos de escaleras y conductos de servicios. Estos elementos atraviesan los muros, lo que lleva a una interconexión de los muros entre vigas cortas muy peraltadas, conocidas como "acoplados" por la viga. La figura siguiente muestra una estructura típica. Antes de evaluar el comportamiento de un muro acoplado, es necesario examinar dos tipos de deformación.

El sistema de acoplamiento, que consta de un conjunto de vigas cortas de acoplamiento, transmite fuerzas cortantes de un muro a otro. Este sistema sujeta las vigas de acoplamiento a flexión y cortante debido a la pequeña relación de claro/peralte de estas vigas, lo que puede generar deformaciones a cortante significativas. Dado que las rigideces de estas vigas son elevadas, son sensibles a los movimientos relativos de sus apoyos empotrados. Por esta razón, las deformaciones axiales de los muros acoplados pueden tener un efecto considerable en el comportamiento global de la estructura. La relación claro/peralte de los miembros y la consideración de las deformaciones axiales hacen que no se puedan aplicar las técnicas manuales de análisis de marcos, por lo que se recurre al enfoque del "análisis laminar" o "continuo".

Figura 4*Muro acoplado*

Nota: La fuerza lateral es resistida por los momentos individuales de los muros y las reacciones. obtenido de FORTNEY (2005)

2.2.4 Modelos de análisis para muros

2.2.4.1 Análisis simplificado como columna ancha

Con este método el muro es analizado como si fuera una columna, que debe resistir todas las demandas por cargas gravitacionales y momentos flexionantes, bajo un diagrama de interacción de flexo-compresión.

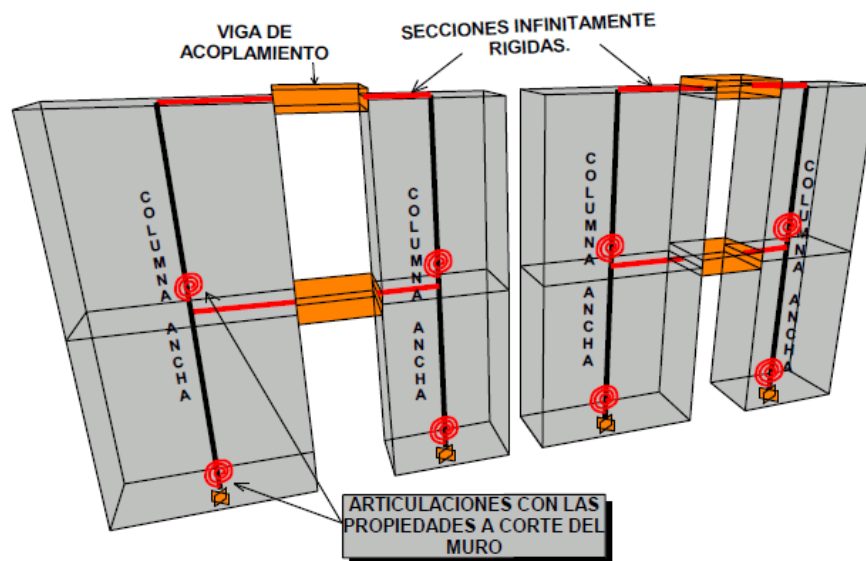
El momento flexionante es integrado a partir de la carga lateral que debe soportar el muro en estudio.

Para la elaboración del diagrama de interacción, debe tomarse en cuenta todo el refuerzo del alma y elementos de borde del muro, así como las alas o patines en los extremos del muro o el ancho tributario efectivo de las intersecciones con otros muros si existieran.

Existen dos limitantes para la utilización de este método, la primera que el muro debe ser sólido sin ninguna abertura; y la segunda, que la teoría de análisis de flexión establece que una sección plana antes de la aplicación de las cargas permanece plana al someterla a carga, lo que significa que las deformaciones unitarias en la sección por encima y por debajo del eje neutro son proporcionales a la distancia desde este eje, por lo que la distribución de esfuerzos de flexión depende de la deformación unitaria en ese punto. Esta premisa no se cumple cuando el elemento tiene dimensiones grandes como el caso de muros y vigas de gran peralte.

Figura 5

Modulo simplificado de la columna ancha



Nota: Este modelo es usado comúnmente en sistemas de albañilería

2.2.4.2 Análisis por elementos finitos

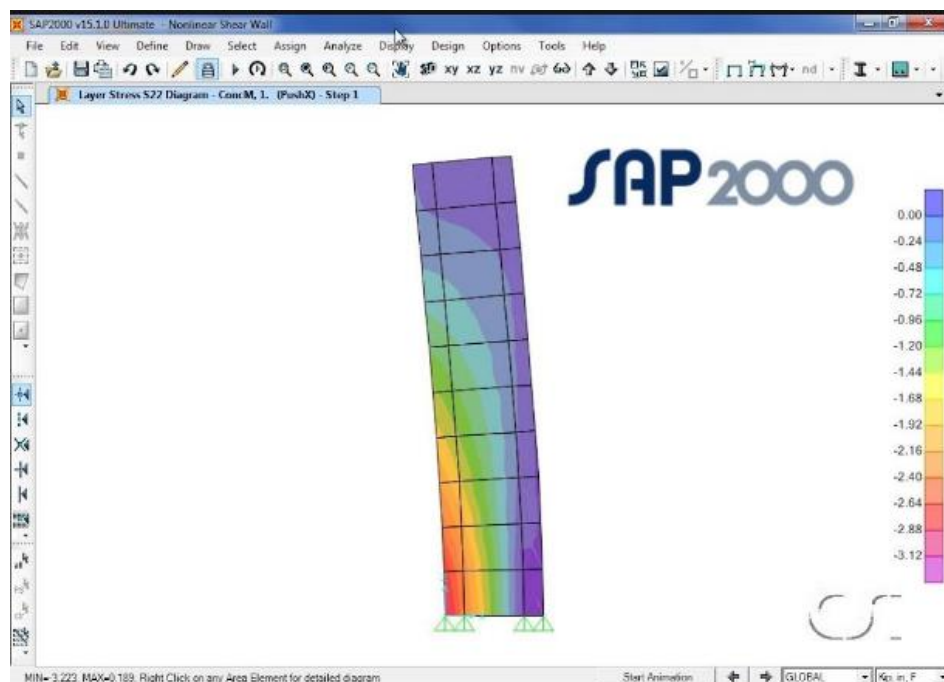
El análisis mediante elementos finitos implica dividir la estructura en pequeños elementos o unidades finitas. Cada uno de estos elementos se numera y

se conecta a través de nodos, y se calcula la rigidez de cada nodo en función de los grados de libertad necesarios. A continuación, se ensambla una matriz de rigidez que abarca toda la estructura y todos los elementos utilizados.

Una vez completado el ensamblaje de la matriz de rigidez, es posible calcular las fuerzas en cada nodo de cada elemento finito, generadas por la aplicación de fuerzas en cualquier punto de la estructura. El análisis por elementos finitos permite comprender cómo interactúan y se distribuyen las fuerzas internas en toda la extensión de la estructura bajo examen. Este tipo de análisis es aplicable a estructuras de cualquier geometría o con irregularidades. Sin embargo, la principal desventaja radica en que la elaboración manual de este análisis puede resultar tediosa, por lo que se requieren técnicas matriciales y/o software especializado para su resolución.

Figura 6

Análisis estructural de muro por elementos finitos



Nota: Se aprecia la sectorización de esfuerzos por área usando el software Sap2000. Obtenido de CSI inc.

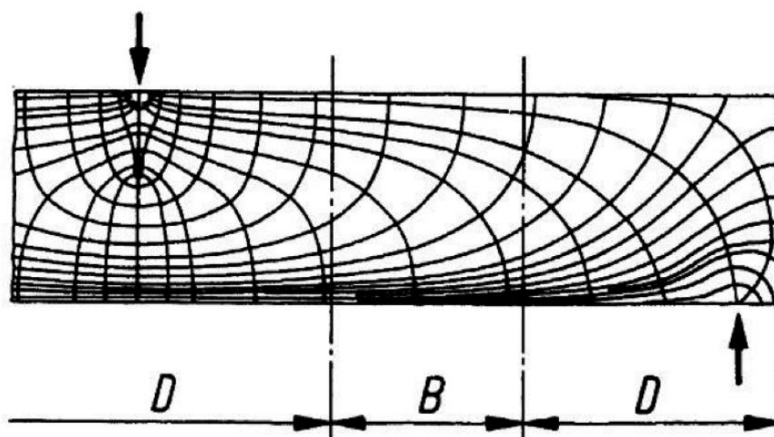
2.2.5 Regiones de discontinuidad

Dentro de los elementos de concreto armado se pueden identificar regiones donde son aplicables las hipótesis de distribución lineal de deformaciones de la teoría clásica de flexión, y regiones donde no se cumple dicha hipótesis debido a cambios abruptos de carga (puntuales y reacciones) o cambios abruptos en la geometría del elemento (aberturas y cambio de dimensiones) dando como resultado una distribución no lineal de las deformaciones. A las regiones donde ocurre una distribución lineal de deformaciones se les denomina regiones B (por Bernoulli) y a las regiones donde no hay una distribución lineal de deformaciones se les denomina regiones D (por Discontinuity).

Identificar exactamente regiones tipo B y D requiere de un análisis elástico que dé como resultado un campo de esfuerzos, las trayectorias uniformes de esfuerzos nos indican zonas donde se cumple la hipótesis de Bernoulli (región B) y las zonas donde existen trayectorias turbulentas de esfuerzos nos indicarán un comportamiento discontinuo del elemento (región D).

Figura 7

Trayectorias de tensión en una región B y cerca de discontinuidades (Regiones D)



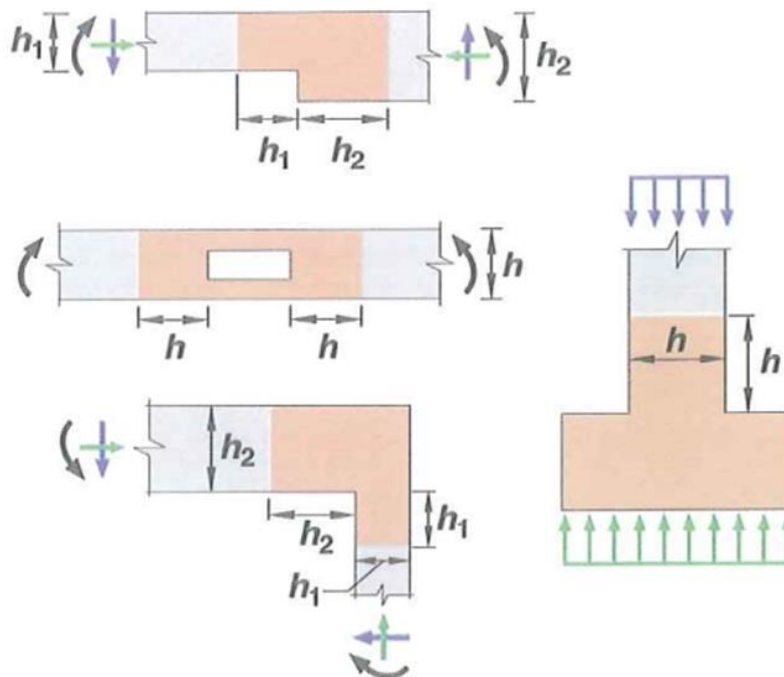
Nota: El flujo de esfuerzos es no uniforme en la cercanía de la aplicación de la carga o apoyos y uniforme alejado de ellas. Obtenido de Schlaich et al. (1987).

Una forma práctica de identificar regiones de tipo D es extender una longitud igual a la mayor dimensión de la sección transversal del elemento a partir de la discontinuidad. El ACI 318 (2019) considera una altura h o profundidad d desde la discontinuidad como la extensión de una región D, además, si dos regiones D se traslapan, se asume como una sola región D.

Las figuras 2 esquematizan como considerar las regiones D dentro de un elemento estructural debido a discontinuidades geométricas.

Figura 8

Regiones D por discontinuidades geométricas

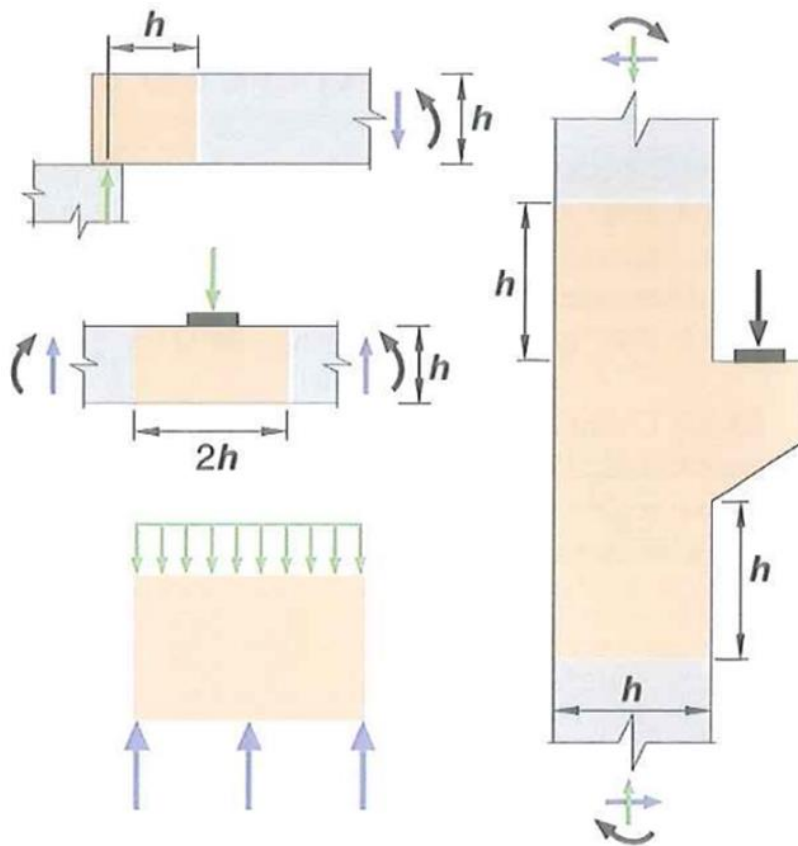


Nota: Se aprecia de forma práctica que la región de discontinuidad se extiende en función de una dimensión del elemento. Obtenido de ACI 318 (2019).

Las regiones D dentro en un elemento estructural provienen también al efecto de las cargas y apoyos actuantes en el elemento estructural, las cuales se extienden hasta 2 veces una dimensión del elemento desde el lugar donde se aplicó la carga.

Figura 9

Regiones D por discontinuidades geométricas y de carga



Nota: Se aprecia de forma práctica que la región de discontinuidad se extiende a en función de la ubicación de la carga y de una dimensión del elemento. Obtenido de ACI 318 (2019).

Para el caso de muros de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas, la presencia de las regiones D se extienden dependiendo de tamaño de la abertura en el muro y la intensidad de la aplicación de las cargas, por lo que deberán ser analizados mediante métodos que tomen en consideración la distribución no uniforme de los esfuerzos en el muro estructural.

2.2.6 Método puntal tensor

Este método surge de la necesidad de calcular y realizar detalles de refuerzo del acero en el concreto, particularmente en regiones donde no se cumple la hipótesis de Navier-Bernouilli una vez aplicadas las cargas, lo que puede provocar diseños deficientes, dando como resultado malos comportamientos e incluso la falla de algunas estructuras.

El método Puntal-tensor, como lo describen Schlaich et al. (1987), es un método que implica que la estructura se diseñe de acuerdo con el teorema de plasticidad del límite inferior. Debido a que el concreto sólo permite deformaciones plásticas limitadas, el modelo reticular debe escogerse de tal manera que el límite de deformación (capacidad de rotación) no se supere en ningún punto antes de que alcance el supuesto estado de tensión en el resto de la estructura.

El ACI 318 (2019) presenta los requerimientos necesarios que debe cumplir un modelo Puntal-tensor:

- 1) Los modelos puntal-tensor deben consistir en puntales y tensores conectados en zonas nodales para formar una estructura reticular idealizada.
- 2) Para determinar la geometría de la cercha idealizada, se deben considerar las dimensiones de los puntales, tensores, zonas nodales, área de reacción y apoyos.
- 3) Los modelos puntal-tensor deben ser capaces de transferir todas las cargas mayoradas a los apoyos o regiones B adyacentes.
- 4) Las fuerzas internas en el modelo puntal-tensor deben estar en equilibrio con las cargas aplicadas y las reacciones.
- 5) Se permiten que los tensores atraviesen los puntales y otros tensores.
- 6) Los puntales deben intersectarse o superponerse solo en los nodos.
- 7) El ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando al mismo nodo debe ser al menos de 25 grados.

2.2.6.1 Requerimiento de diseño

Debido a que se trabaja con miembros uniaxiales, el diseño de miembros se reduce a la verificación de fuerzas axiales:

$$\phi F_n \geq F_u$$

F_u : Fuerza máxima actuante en el miembro resultante de la mayoración de cargas.

F_n : Fuerza máxima nominal resistente del miembro.

ϕ : Factor de reducción de resistencia del miembro (0.75 para todos los miembros).

En la estructura reticulada existirán miembros sometidos a fuerzas axiales de compresión y tracción, por lo que se define la resistencia nominal de los miembros (puntales, tensores y zonas nodales).

2.2.6.2 Puntales

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} = (0.85 f'_c \beta_s \beta_c) A_{cs}$$

A_{cs} : Área de la sección transversal del puntal en uno de sus extremos (valor constante en puntales prismáticos).

f'_c : Resistencia nominal del concreto a utilizar.

β_s : Coeficiente de puntal dado en la Tabla 1.

β_c : Factor de modificación para confinamiento de puntales y nodos dado en la Tabla 3.

Tabla 1*Coefficiente del puntal β_s*

Ubicación del puntal	Tipo de puntal	Criterio	β_s
Miembros a tracción o zonas a tracción dentro de los miembros	Cualquiera	Todos los casos	0.40 (a)
	Puntales de borde	Todos los casos	1.00 (b)
Todos los otros casos	Puntales interiores	Refuerzo que cumple con (a) o (b) de la Tabla 2	0.75 (c)
		Nudos viga-columna	0.75 (d)
		Todos los otros casos	0.40 (e)

Nota: Se trata de un factor de reducción según la ubicación de puntal. Adaptado de ACI 318 (2019).

Tabla 2*Refuerzo mínimo distribuido*

Restricción lateral del puntal	Configuración del refuerzo	Cuantía mínima del refuerzo distribuido
Sin restricción	Disposición ortogonal	0.0025 en cada dirección (a)
	Refuerzo es una dirección cruzando el puntal con ángulo α_1	$\frac{0.0025}{\text{sen}^2 \alpha_1}$ (b)
Restringido	No se requiere refuerzo distribuido (c)	

Nota: Adaptado de ACI 318 (2019).

Tabla 3*Factor de modificación para confinamiento de puntales y nodos β_c*

Ubicación	β_c
– Extremo de un puntal conectado a un modo que incluye una superficie de aplastamiento	Menor de $\sqrt{A_2/A_1}$ donde A_1 se define por la superficie de aplastamiento (a)
– Nodo que incluye una superficie de aplastamiento	2.0 (b)
Otros casos	1.0 (c)

Nota: Adaptado de ACI 318 (2019).

2.2.6.3 Tensores

$$F_{nt} = f_y A_{ts} + (f_{se} + \Delta f_p) A_{tp}$$

A_{ts} : Área de la sección transversal del acero no pretensado.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

f_{se} : Esfuerzo efectivo del acero de pre refuerzo luego de todas las pérdidas de pretensado.

Δf_p : Aumento en esfuerzo en los aceros de pretensado producto de cargas mayoradas.

A_{tp} : Área de la sección transversal del acero de pretensado.

2.2.6.4 Zonas nodales

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} = (0.85 f'_c \beta_c \beta_n) A_{nz}$$

A_{nz} : Área de la zona nodal en la cara a analizar dada por la geometría de los elementos axiales que llegan al nudo.

f'_c : Resistencia nominal del concreto a utilizar.

β_c : Factor de modificación para confinamiento de puntales y nodos dado en la Tabla 2.

β_n : Factor de efectividad de la zona nodal dado por la Tabla 3.

Factor de modificación para confinamiento de puntales y nodos β_n

Tabla 4

Factor de modificación para confinamiento de puntales y nodos β_n

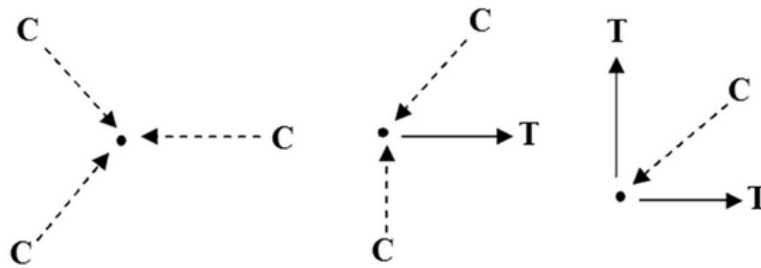
Configuración de la zona nodal	β_n	
Zonas nodales limitadas por puntales, áreas de apoyo o ambas	1.00	(a)
Zonas nodales que anclan un tensor	0.80	(b)
Zonas nodales que anclan dos o más tensores	0.60	(c)

Nota: Se trata de un factor de reducción según la concurrencia de puntales o tensores en la zona nodal. Adaptado de ACI 318 (2019).

Para cumplir con el equilibrio en el modelo puntal tensor, deben actuar por lo menos tres fuerzas en cada nudo, los cuales se clasifican de acuerdo a la naturaleza de las fuerzas concurrentes. En los nudos tipo CCC concurren tres fuerzas de compresión, los nodos CCT concurren dos fuerzas de compresión y una fuerza de tracción y en los nudos CTT concurren una fuerza de compresión y dos fuerzas de tracción.

Figura 10

Clasificación de nudos

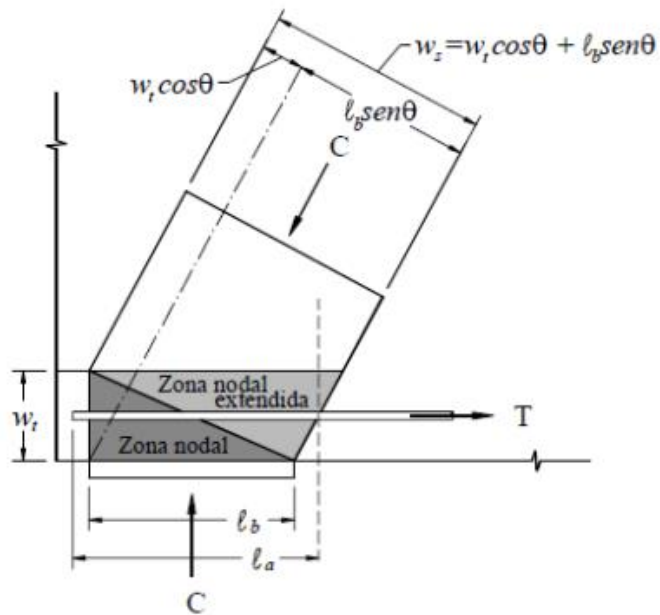


Nota: El ángulo entre los ejes de un puntal y un tensor no debe ser menos de 25 grados. Adaptado de ACI 318 (2019).

Las dimensiones de la zona nodal pueden derivarse de relaciones geométricas de anchuras de los puntales, tensores y áreas de apoyo si es supuesto que las tensiones son iguales en todos los miembros de una zona nodal CCT. Como se esquematiza en la figura 5 y 6, donde w_s es el ancho del puntal, w_t es el ancho efectivo del tensor, l_b es la longitud de la placa de apoyo y θ es el ángulo entre el puntal y el eje horizontal del miembro. El ancho del puntal depende de los valores de w_t y l_b . Calculado el valor del ancho del puntal se debe verificar si cada cara de la zona nodal resiste a sus tensiones actuantes respectivamente o, en su defecto, dicho ancho debe ser mayor al calculado en el diseño del puntal según el apartado 2.2.6.2.

Figura 11

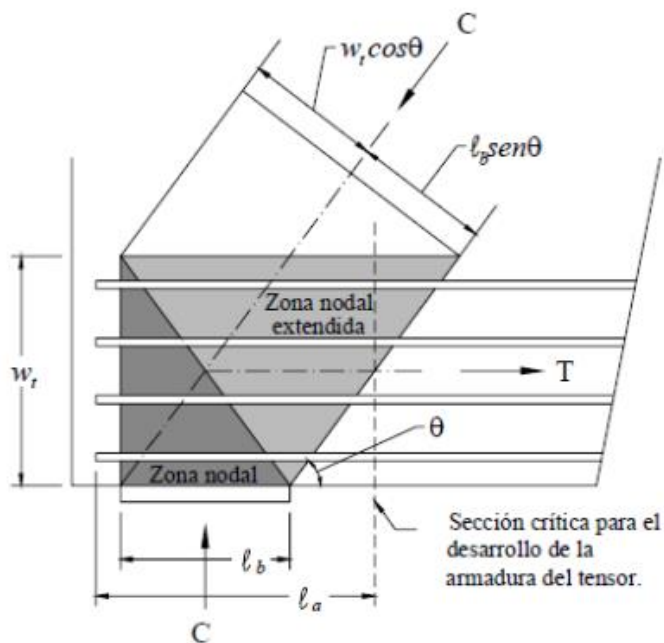
Zona nodal extendida de tipo CCT con una capa de acero



Nota: La zona nodal extendida comprende la intersección del ancho efectivo del puntal y el ancho efectivo del tensor. Adaptado de ACI 318 (2019).

Figura 12

Zona nodal extendida de tipo CCT con acero distribuido



Nota: Adaptado de ACI 318 (2019).

2.2.7 Método puntal tensor para el diseño de muros con aberturas

Para esta investigación, la aplicación del método puntal tensor para el diseño de un muro de concreto armado con discontinuidades del tipo geométrico por aberturas se hará de la siguiente manera:

- Se determinará el flujo de fuerzas del muro por medio de un modelo de barras que consistirá en una discretización del elemento en barras de tamaño mínimo de 0.10m. Esto nos permitirá conocer la concentración de las fuerzas de tracción y compresión en el elemento, sirviendo de guía para el siguiente paso.
- Se plantea un modelo de barras más simple que simplifique es estado tensional del muro, esto se realizará conociendo la distribución de fuerzas en el muro, trazando líneas en las zonas de concentración de fuerzas, para un flujo de fuerzas a tracción se dibujará una barra que haga de tensor y para un flujo de fuerzas a compresión se dibujará una barra que haga de puntal.
- Se someterá a cargas al modelo de barras simplificado, obteniendo las fuerzas en cada elemento. Aquellos elementos que resistan cargas a tracción serán diseñados como tensores y los elementos que resistan cargas a compresión serán diseñados como puntales.
- Los tensores nos proporcionarán el refuerzo necesario en la dirección del elemento, así como la distribución de refuerzo dada una longitud.
- Los puntales deberán diseñarse para resistir las cargas a compresión calculando un ancho de resistencia que servirá como verificación en el diseño de las zonas nodales, así como también nos proporciona la distribución de acero de refuerzo para evitar la fisuración.
- Se detallará el refuerzo calculado en el muro discontinuidad.

2.3 Definición de Términos Básicos

2.3.1 Estado tensional

Flujo de esfuerzos en un elemento.

2.3.2 Modelo de barras

Estructura compuesta de elementos sometidos solo a fuerzas de tracción y compresión concurrentes en nudos.

2.3.3 Puntal

Elemento de barra sometido a fuerzas de compresión.

2.3.4 Tensor

Elemento de barra sometido a fuerzas de tracción.

2.3.5 Zona nodal

Zona de conexión de puntales y tensores para formar una cercha idealizada.

2.3.6 Zona nodal extendida

Intersección del ancho efectivo del puntal y el ancho efectivo del tensor.

2.3.7 Región B

Región donde existe una distribución uniforme de esfuerzos dentro de un elemento estructural.

2.3.8 Región D

Región donde existe una distribución turbulenta de esfuerzos dentro de un elemento estructural.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Hipótesis

3.1.1 Hipótesis Principal

- El método Puntal-tensor nos permite diseñar elementos estructurales, siendo el caso particular un muro de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas, siendo una buena alternativa complementaria de diseño,

3.1.2 Hipótesis Secundarias

- La distribución de fuerzas del elemento estructural se puede determinar por medio de un modelo de barras, el cual proporciona una guía para trazar modelos de barras más simplificados.
- Se puede plantear un modelo de barras que simplifique el estado tensional de muro de concreto armado con discontinuidades del tipo geométrico por aberturas a través de su estado tensional.
- El método Puntal-Tensor proporcionará el refuerzo necesario para el muro de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas.

3.2 Operacionalización de Variables

En la siguiente tabla se muestra la operacionalización de variables que es un proceso que explica la medición de las variables de la investigación.

Tabla 5

Operacionalización de variables

	Variable	Definición operacional	Indicador	Dimensiones
Variable independiente	Muros con aberturas	<ul style="list-style-type: none"> Propuesta de diseño de muro 	<ul style="list-style-type: none"> Largo, altura, espesor. Propiedades mecánicas de los materiales. 	<ul style="list-style-type: none"> Geometría del elemento estructural Resistencia a compresión del concreto Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
Variable dependiente	Distribución de acero de refuerzo	<ul style="list-style-type: none"> Se realiza la propuesta de armadura que representa el elemento estructural Aplicación de cargas de servicio Cálculo de fuerzas en los elementos. Cálculo de acero de refuerzo 	<ul style="list-style-type: none"> Fuerzas de tracción y compresión de los elementos. Área de acero de refuerzo. 	<ul style="list-style-type: none"> Armadura que representa el elemento estructural Distribución de fuerzas en los elementos.

3.3 Tipo y diseño de Investigación

El tipo y diseño de investigación es de carácter descriptivo-explicativo.

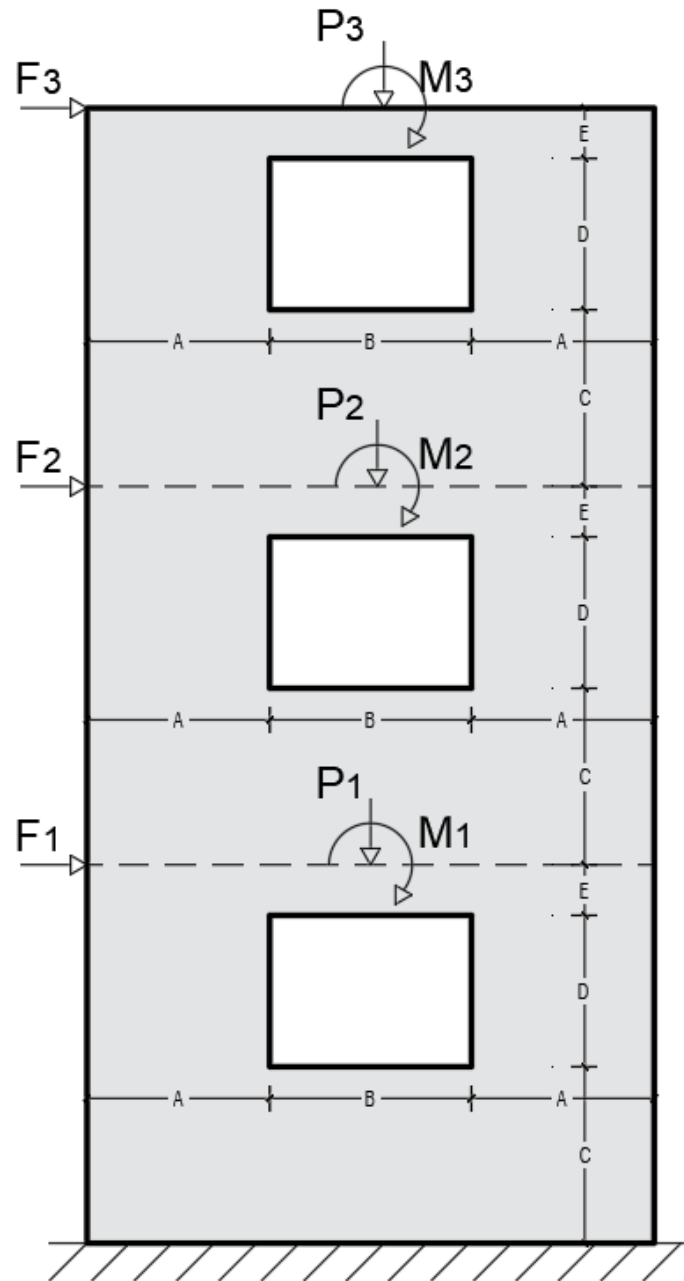
3.4 Población y Muestra de estudio

La población de estudio son los muros de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas.

La muestra es un muro de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas como se muestra en la siguiente imagen:

Figura 13

Muestra estudiada en la presente investigación



Nota: Las dimensiones de la muestra están en función a la estructura a la que se adapte.

3.5 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

3.5.1 Recopilación de Datos

Para cumplir con el objetivo de la presente tesis, que consiste en aplicar el método del puntal-tensor para el diseño de un muro de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas, de manera aplicativa, se presenta una propuesta de edificación para

obtener las cargas que incidirán en un muro con las características buscadas en esta investigación.

3.5.1.1 Descripción General de la Edificación

La edificación propuesta se encuentra ubicada en el Distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa. La edificación cuenta con 3 niveles, la altura total es de 9.0 m, con una planta típica de 8.0 m por 20.0 m como se muestra en la figura 14. La estructuración consiste en muros de albañilería confinada y de concreto armado en el sentido corto y muros de albañilería confinada en el sentido largo junto con losas aligeradas actuando como diafragma rígido orientada en el sentido largo.

Se definen tres materiales para el modelado tales como concreto, acero y albañilería, cuyas propiedades se muestran a continuación:

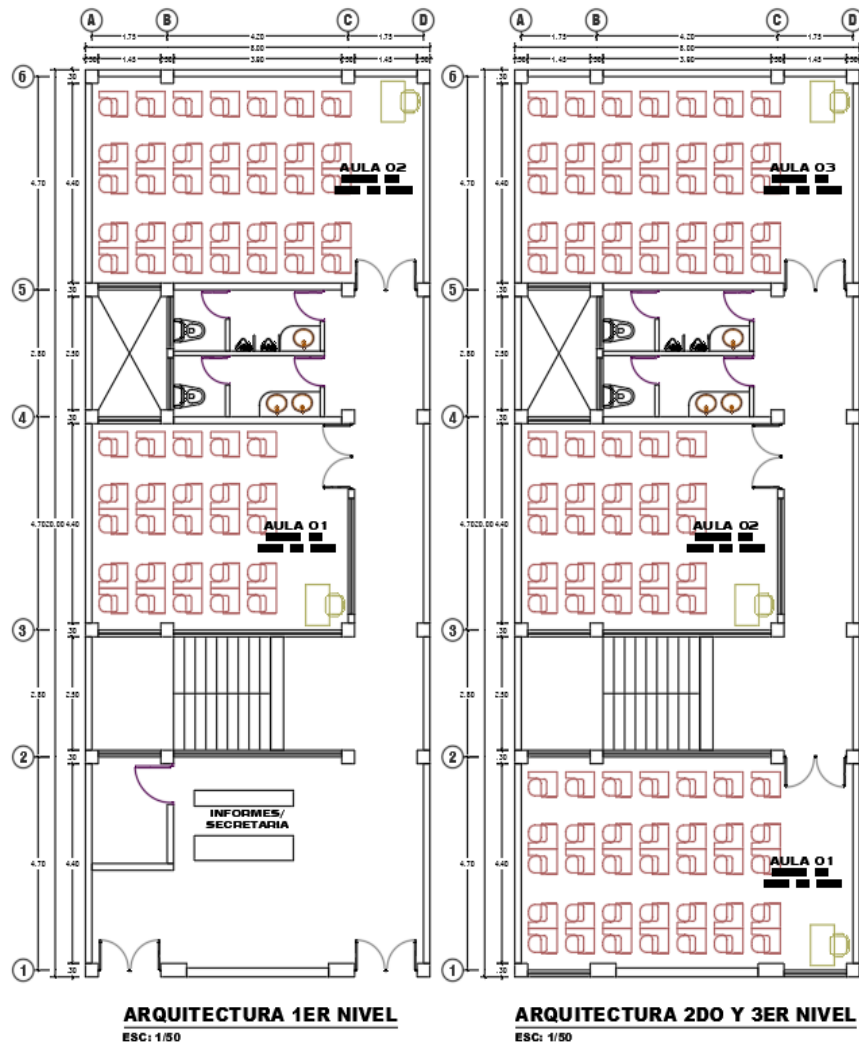
Tabla 6

Propiedades mecánicas del concreto, acero y albañilería

Material	Propiedad física	Valor
Concreto	Peso unitario	2400 kgf/m ³
	Resistencia a la compresión	210 kgf/cm ²
	Módulo de elasticidad	217370.65 kgf/cm ²
	Coefficiente de Poisson	0.25
Acero	Peso unitario	7849 kgf/m ³
	Resistencia a la tracción	4200 kgf/cm ²
	Módulo de elasticidad	2000000 kgf/cm ²
Albañilería	Peso unitario	2000 kgf/m ³
	Resistencia a la compresión	65 kgf/cm ²
	Módulo de elasticidad	32500 kgf/cm ²
	Coefficiente de Poisson	0.2

Figura 14

Distribución arquitectónica del primer, segundo y tercer nivel de la edificación propuesta



3.5.2 Procesamiento de Datos

El procesamiento de la información se realizó usando programa ETABS para el análisis de la estructura, con ello se logra la obtención de las cargas que se aplicarán en el muro de concreto armado a diseñar, posteriormente se analizará el muro a través de un modelo de barras el cuál se diseñará por el método puntal tensor.

3.6 Análisis de Datos

3.6.1 Análisis Lineal en Etabs

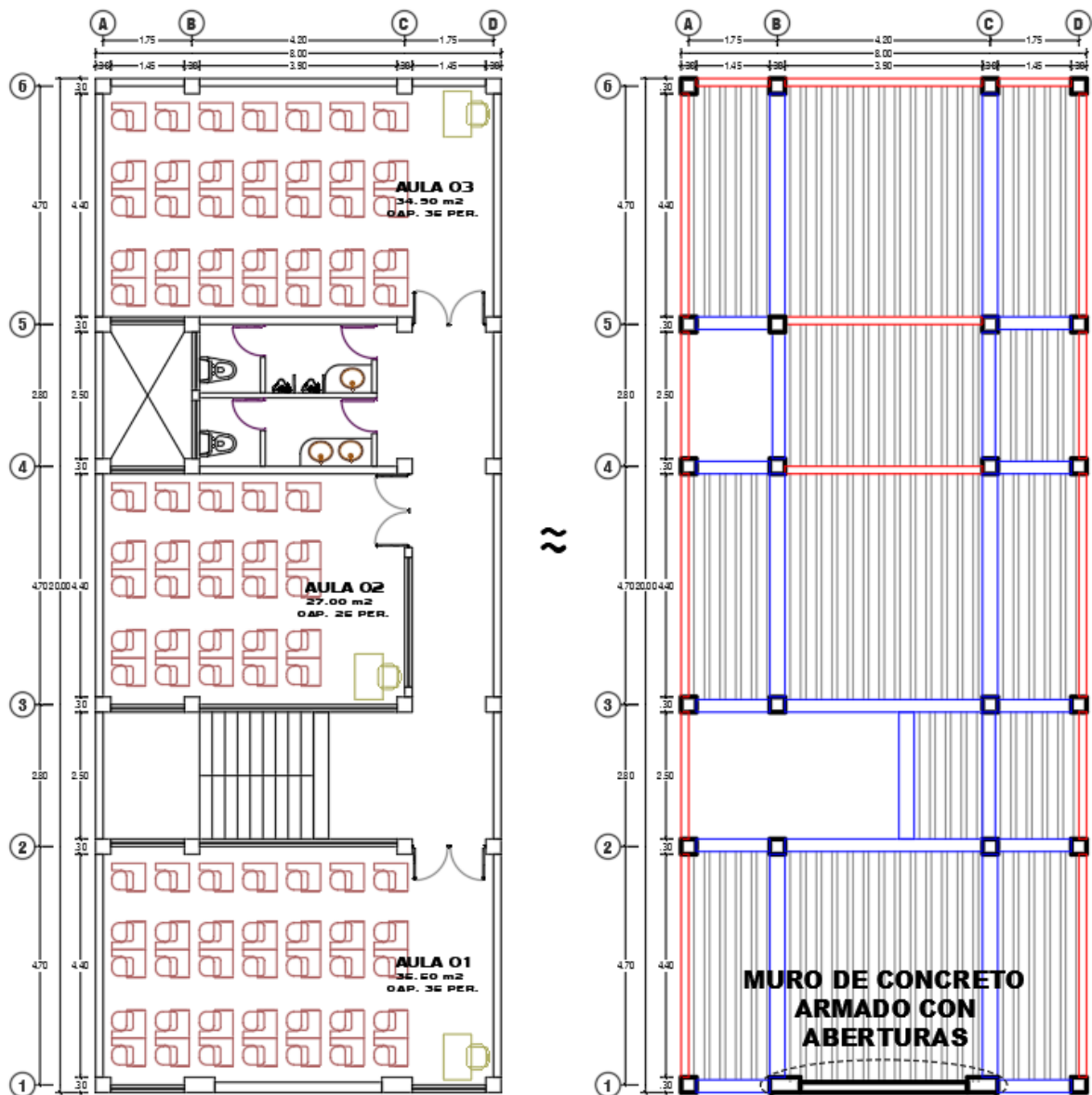
3.6.1.1 Estructuración

Se ha realizado la estructuración con base en la arquitectura en planta para su modelado 3D en el software ETABS. La configuración estructural responde a

la configuración arquitectónica mostrado en el plano de distribución. En el Anexo 2 se discute la elección del sistema estructural concluyendo que el mejor sistema estructural para esta edificación es el de Albañilería confinada, debido a que presenta un buen comportamiento frente a los sismos, de fácil reparabilidad y más económico frente a un sistema estructural de pórticos de concreto armado. Así mismo, se definen las dimensiones de los elementos estructurales para la realización del análisis estructural de la edificación.

Figura 15

Estructuración para el modelado estructural



3.6.1.2 Modelado 3D

En el software Etabs, se crean los materiales considerando los datos de la tabla 6. Así mismo, crean los elementos estructurales de acuerdo a la estructuración definida asignándoles los materiales correspondientes:

Tabla 7

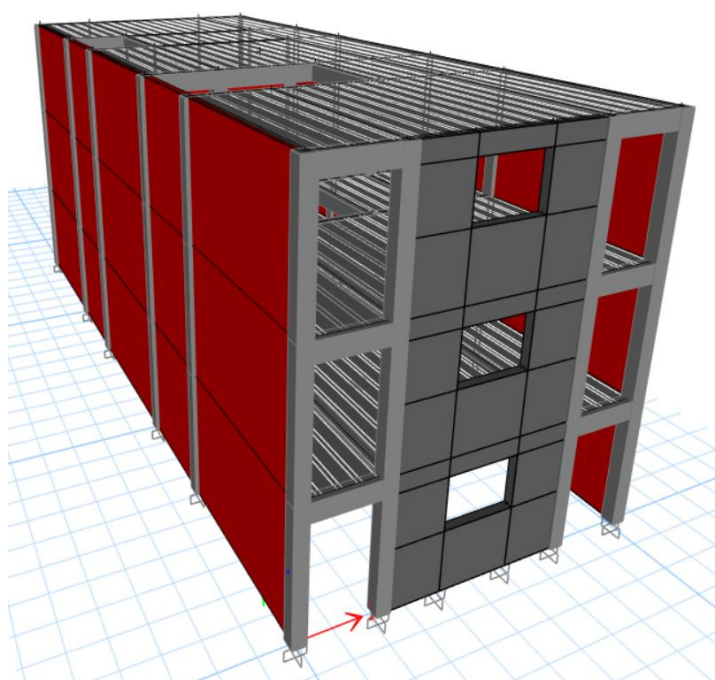
Dimensiones de los elementos estructurales para el modelado de la edificación

Elementos		Dimensiones
Elementos unidimensionales	Columnas	b x h: 30cm x 30cm
		b x h: 60cm x 30cm
	Vigas	b x h: 25cm x 40cm
		b x h: 30cm x 40cm
Elementos bidimensionales	Losa aligerada	e: 20cm
	Muro de albañilería	e: 15cm
		e: 20cm
	Muro de concreto	e: 20cm

Se realiza el dibujo de la estructura siguiendo lo dispuesto en la estructuración asignando las propiedades geométricas a los elementos creados.

Figura 16

Modelado 3D de la edificación en el software ETABS



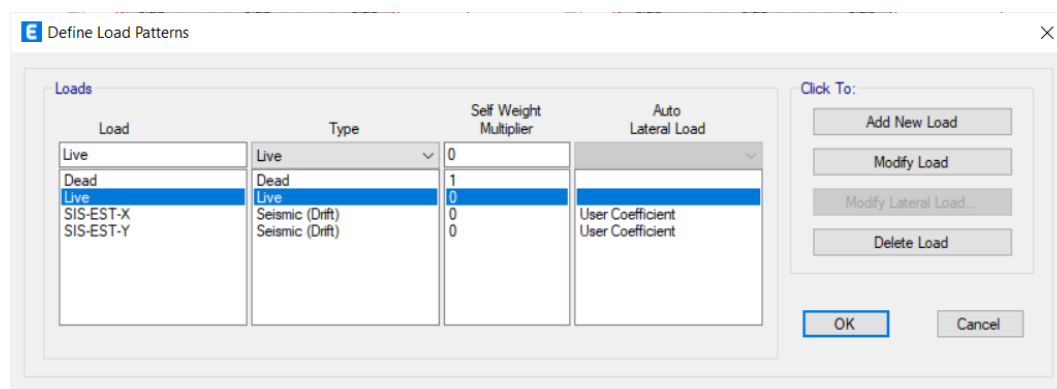
Como parte del modelado, se restringen todos los grados de libertad en la base de la estructura y se asigna a cada nivel de piso un diafragma rígido. El resultado del modelado se muestra en la figura 16.

3.6.1.3 Asignación de cargas

Se crea el patrón de cargas que incidirá en la estructura, estas consisten en cargas debidas a su propio peso (CM), sobrecargas (CV) y cargas sísmicas (SIS-EST-X y SIS-EST-Y).

Figura 17

Creación de patrones de carga sobre la edificación



Según la norma E.020 “Cargas” del Reglamento Nacional de Edificaciones (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2020a), las cargas mínimas repartidas en los Centros de educación son:

Tabla 8

Sobrecargas de la norma E.020 para un centro de educación

Ocupación o uso	Carga repartida (Kgf/m ²)
Aulas	250
Corredores y escaleras	400
Techo	100

Estas cargas repartidas son aplicadas según la disposición de los ambientes de la estructura como se muestra a continuación:

Figura

18

Asignación de sobrecargas según el uso de ambiente en el primer nivel

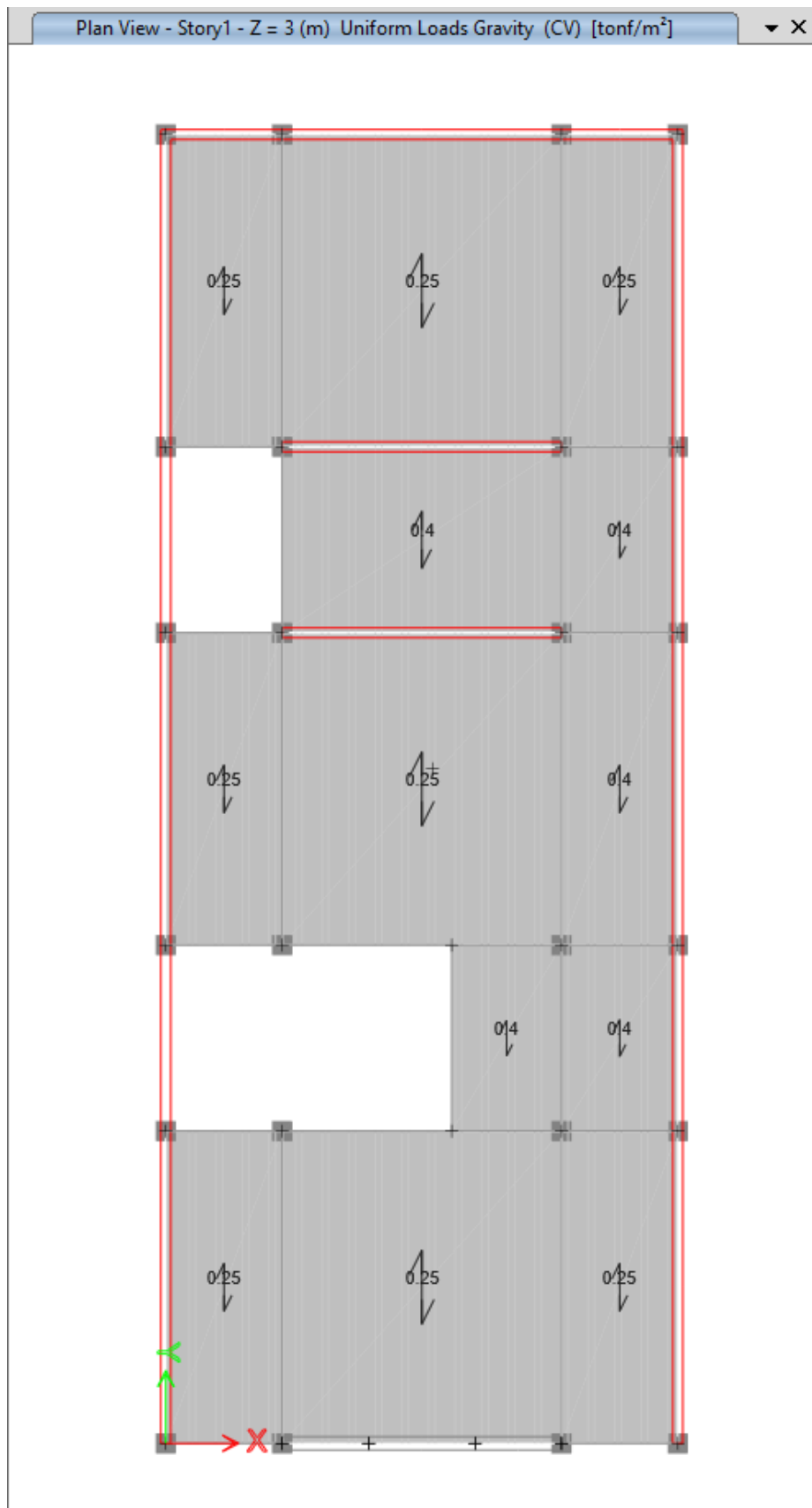


Figura 19

Asignación de sobrecargas según el uso de ambiente en el segundo nivel

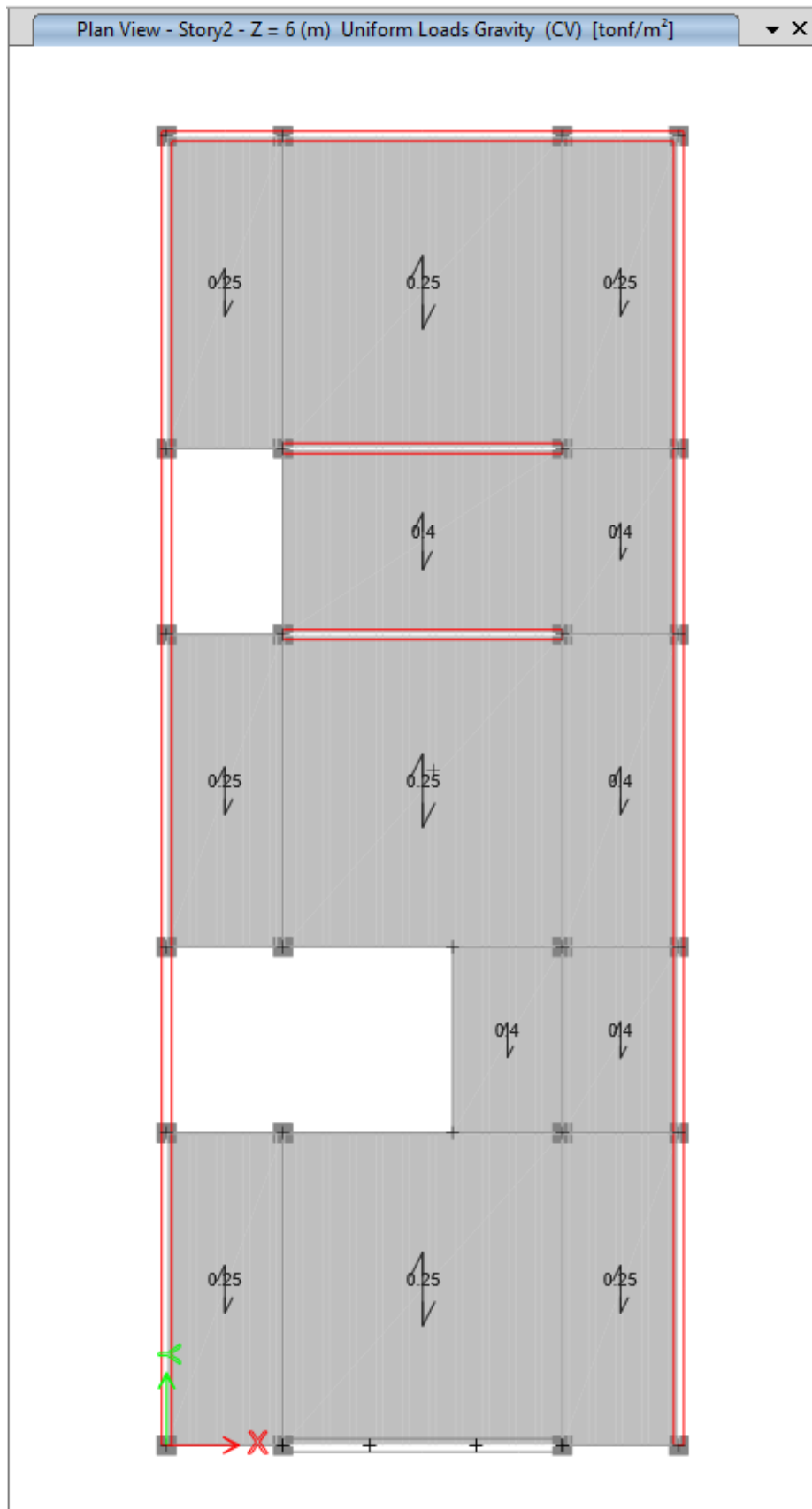
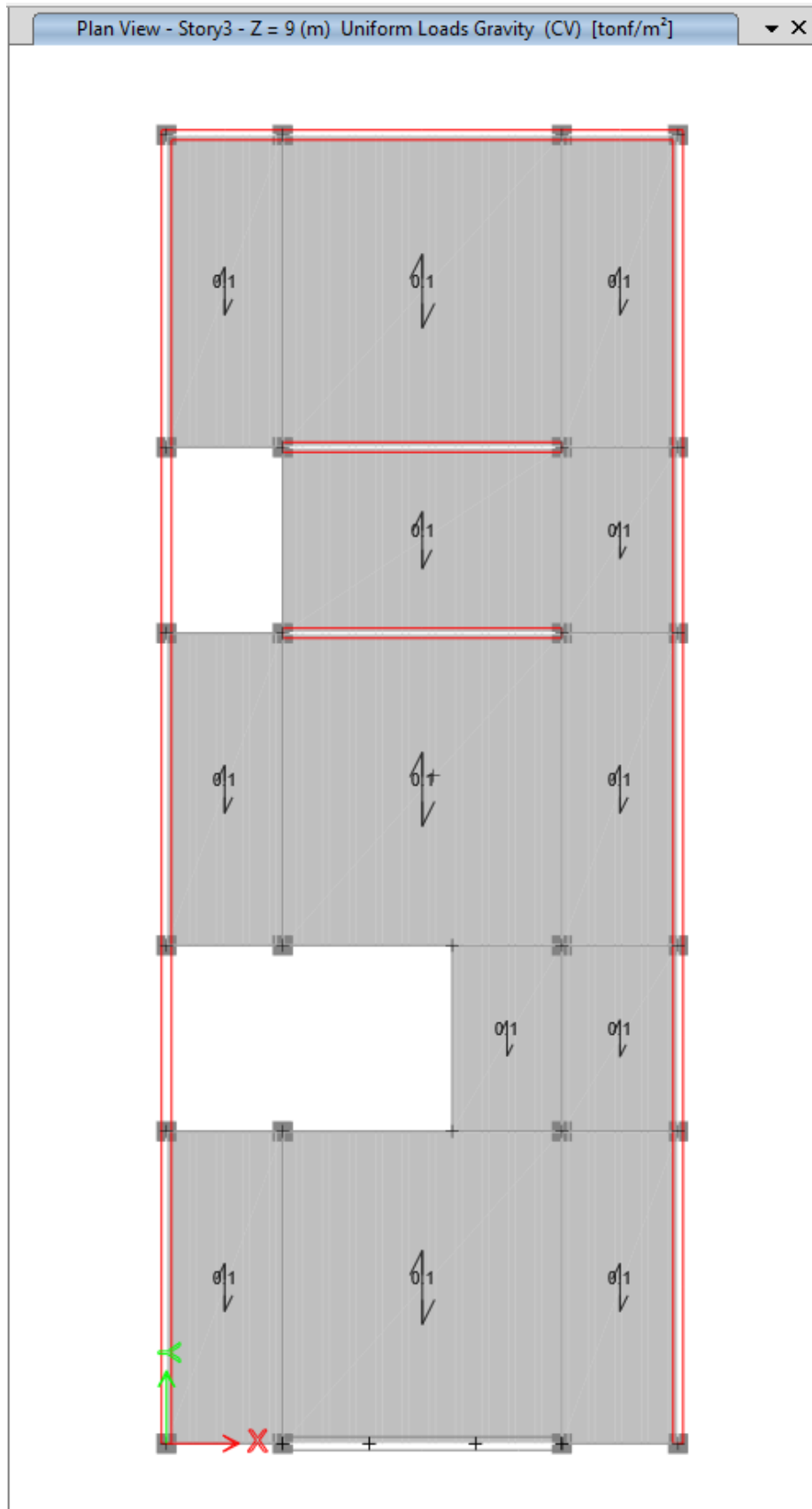


Figura 20

Asignación de sobrecargas según el uso de ambiente en el tercer nivel



Para la asignación de la carga sísmica, la norma E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones (2020b) dispone de una serie de parámetros para la estimación de la fuerza sísmica en proporción al peso de la estructura.

La edificación se encuentra ubicado en la ciudad de Tacna en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa, según el Instituto Geofísico del Perú (2018) este distrito posee predominantemente un suelo de perfil intermedio, así mismo, el uso de la edificación es para la enseñanza preuniversitaria.

Los parámetros sísmicos que inciden en la estructura según la norma E.030 son:

Tabla 9

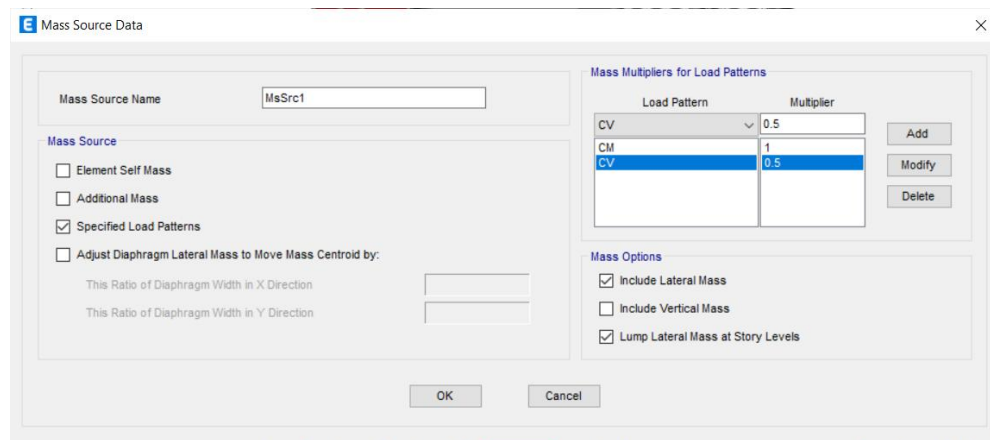
Parámetros sísmicos de la norma E.030 de la edificación

	Parámetro		Factor
De sitio	Z	4	0.45
De uso	U	A	1.5
De suelo	S	S ₂	1.05
		T _P	0.6
		T _L	2.0
De amplificación sísmica	C	$T=h_n/C_T=9/60=0.15$ $T < T_P$	2.5
De reducción	R ₀	Albañilería confinada	3

Para la estimación del peso de la estructura, se utilizará el 100% de la carga muerta y el 50% de la carga viva, esto debido a la categoría A a la que pertenece la edificación por el tipo de uso que tiene. El programa ETABS brinda la opción de calcular el peso de la estructura a partir de las cargas por peso propio (CM) y las sobrecargas ingresadas al modelo (CV), como se muestra a continuación.

Figura 21

Estimación del peso de la estructura para un centro de educación



Debido a la distribución regular en planta de los elementos estructurales, se realizará el análisis de la edificación por medio de fuerzas estáticas equivalentes. La norma E.030 establece que se puede hacer uso del Análisis estático o de Fuerzas equivalentes a toda estructura regular o irregular ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares en altura y en planta de no más de 30m de altura y a las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15m de altura, aun cuando sean irregulares.

Según la norma E.060 “Concreto Armado” del Reglamento Nacional de Edificaciones (2020c), los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener todas sus secciones resistencias de diseño por lo menos iguales a las resistencias requeridas, calculadas a partir de cargas y fuerzas amplificadas en combinaciones.

La resistencia requerida para cargas muertas, cargas vivas y cargas de sismo son:

$$C1 : 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$C2 : 1.25 (CM + CV) + SX$$

$$C3 : 1.25 (CM + CV) - SX$$

$$C4 : 1.25 (CM + CV) + SY$$

$$C5 : 1.25 (CM + CV) - SY$$

$$C6 : 0.90 CM + SX$$

$$C7 : 0.90 CM - SX$$

$$C8 : 0.90 CM + SY$$

$$C9 : 0.90 CM - SY$$

3.6.1.4 Verificación de distorsiones de entrepiso

Se ejecuta el análisis de la estructura para la verificación de las distorsiones de entrepiso.

Para ello se determina las distorsiones generadas por la carga sísmica SX (dirección de análisis para nuestro objetivo)” son:

Tabla 10

Distorsiones de entrepiso por cada nivel

Nivel	Distorsión de entrepiso (De)	0.75 R	Distorsión de entrepiso admisible (Da = De x 0.75 R)
Piso 3	0.000364	2.25	0.000819
Piso 2	0.000451	2.25	0.001015
Piso 1	0.000451	2.25	0.001015

Se puede evidenciar que la distorsión de entrepiso para el material tanto como concreto (0.007) y albañilería (0.005) es menor al dispuesto en la norma.

3.6.1.5 Cortante basal

La cortante basal en la estructura es de 111.36 Tn como se muestra en la figura 22. Según la distribución de las fuerzas en la base, las columnas reciben en

conjunto un total de 8.24 Tn, representando así solo el 7.40 % de las fuerzas totales, para el diseño de miembros de concreto armado,

Figura 22

Cortante basal de toda la estructura

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0.068	0.982	m
Global Y	0.398	0.384	m

Load Case

C2: 1.25(CM + CV) + SX

Objects to Include

Columns Beams Braces
 Floors Walls Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0.525	m
Global Y	0.391	m
Global Z	0	m
Angle	0	deg

Integrated Forces

	Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	111.3557	0	-560.7169	-111.3557	0	645.2584	tonf
Moment	-5401.5958	2717.2531	-1192.1096	6295.7966	-2998.3536	1192.1096	tonf-m

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 23

Cortante basal en todas las columnas

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0.068	0.982	m
Global Y	0.398	0.384	m

Load Case

C2: 1.25(CM + CV) + SX

Objects to Include

Columns Beams Braces
 Floors Walls Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0.525	m
Global Y	0.391	m
Global Z	0	m
Angle	0	deg

Integrated Forces

	Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	8.2392	0.0527	-364.4911	-8.2392	-0.0527	383.0671	tonf
Moment	-3560.2652	1644.209	-81.8675	3744.486	-1705.9742	81.8675	tonf-m

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Así mismo, se presenta una tabla que muestra las fuerzas actuantes en cada columna cuyas dimensiones son de 30cmx30cm. Como se puede observar, las columnas presentan bajas solicitaciones ante cargas sísmicas, esto debido a que la

configuración estructural del sistema es resistida por muros de albañilería y de concreto armado por lo que los elementos más críticos son los muros de albañilería y concreto, razón por lo cual las columnas solo requieren cuantía mínima.

Tabla 11

Solicitaciones en las columnas ante cargas sísmicas

Nivel	Columna	Combinación	Localización	P (Tn)	V2 (Tn)	V3 (Tn)	M2 (Tn-m)	M3 (Tn-m)
Piso 1	C1	ENVOLVENTE	Base	-10.33	-0.32	-0.22	-0.34	-0.48
Piso 1	C2	ENVOLVENTE	Base	-10.51	-0.34	-0.23	-0.35	-0.51
Piso 1	C3	ENVOLVENTE	Base	-13.12	-0.55	-0.23	-0.35	-0.73
Piso 1	C4	ENVOLVENTE	Base	-14.09	-0.57	-0.22	-0.34	-0.76
Piso 1	C5	ENVOLVENTE	Base	-22.11	-0.34	-0.17	-0.29	-0.55
Piso 1	C6	ENVOLVENTE	Base	-30.09	-0.73	-0.10	-0.22	-0.87
Piso 1	C7	ENVOLVENTE	Base	-30.18	-0.75	-0.19	-0.31	-0.91
Piso 1	C8	ENVOLVENTE	Base	-32.12	-0.31	-0.19	-0.31	-0.50
Piso 1	C9	ENVOLVENTE	Base	-32.33	-0.33	-0.23	-0.35	-0.53
Piso 1	C10	ENVOLVENTE	Base	-16.59	-0.37	-0.06	-0.18	-0.58
Piso 1	C11	ENVOLVENTE	Base	-40.06	-0.08	-0.22	-0.34	-0.24
Piso 1	C12	ENVOLVENTE	Base	-41.08	-0.10	-0.23	-0.36	-0.27
Piso 1	C13	ENVOLVENTE	Base	-34.25	-0.33	-0.20	-0.33	-0.51
Piso 1	C14	ENVOLVENTE	Base	-34.13	-0.34	-0.23	-0.36	-0.54
Piso 1	C15	ENVOLVENTE	Base	-16.78	-0.35	-0.06	-0.19	-0.57
Piso 1	C16	ENVOLVENTE	Base	-12.57	-0.17	-0.24	-0.36	-0.33
Piso 1	C17	ENVOLVENTE	Base	-13.33	-0.20	-0.25	-0.37	-0.36
Piso 1	C18	ENVOLVENTE	Base	-15.06	-0.31	-0.24	-0.37	-0.50
Piso 1	C19	ENVOLVENTE	Base	-15.67	-0.33	-0.24	-0.36	-0.52
Piso 1	C20	ENVOLVENTE	Base	-22.62	-0.32	-0.18	-0.31	-0.53
Piso 1	C21	ENVOLVENTE	Base	-15.65	-0.41	-0.20	-0.32	-0.54
Piso 1	C22	ENVOLVENTE	Base	-27.24	-0.34	-0.12	-0.25	-0.39

3.6.1.6 Obtención de cargas para el diseño del muro de concreto armado

Se obtienen las cargas que se aplican en nuestro muro a investigar a partir de la combinación de carga más desfavorable C3 : “1.25 (CM + CV) + SX”:

Tabla 12

Cargas acumuladas por piso en el muro de concreto armado a diseñar

Nivel	Elemento	P (Tnf)	V2 (Tnf)	V3 (Tnf)	T (Tnf-m)	M2 (Tnf-m)	M3 (Tnf-m)
Piso 3	Muro	-11.40	13.40	-0.39	0.10	0.72	-10.91
Piso 2	Muro	-33.58	30.12	-0.23	0.03	0.33	14.30
Piso 1	Muro	-55.75	38.97	-0.17	-0.08	0.34	92.34

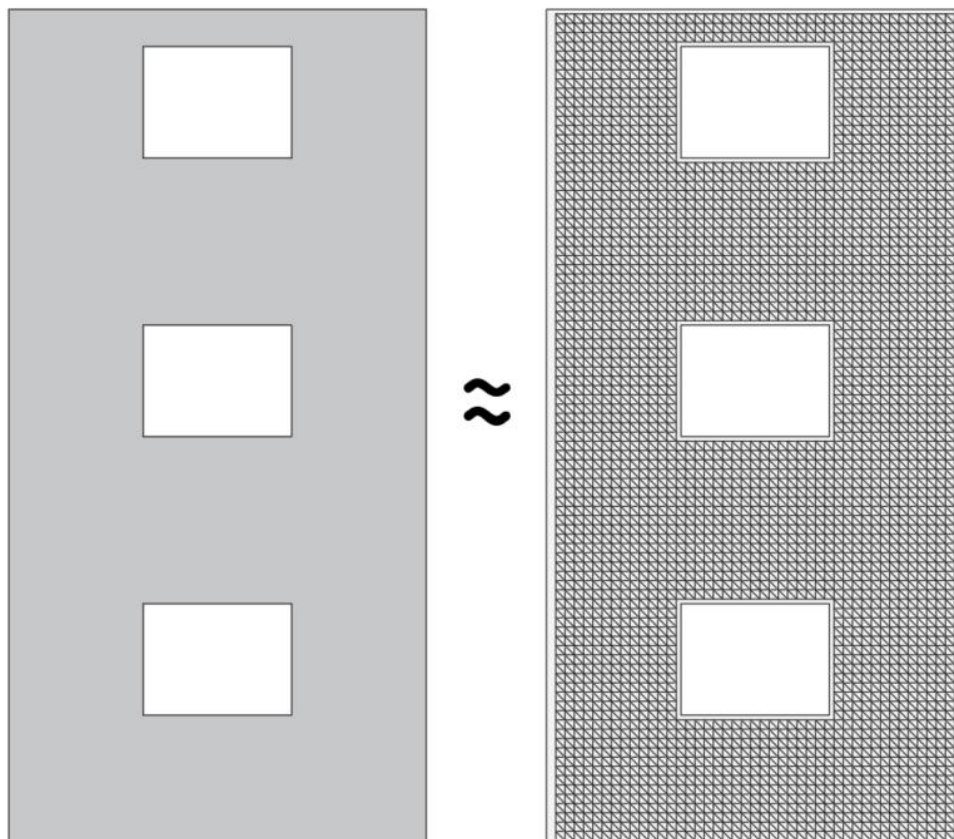
3.6.2 Análisis del modelo de barras equivalente

3.6.2.1 Modelo preliminar

Del plano de la edificación a estudiar se extrajo la geometría del elemento estructural a diseñar. Este elemento estructural continuo es discretizado por elementos barra el cual, de forma preliminar, consistirá de elementos separados a una distancia de 0.10m:

Figura 24

Modelo de barras preliminar



La armadura “equivalente” al elemento estructural puede ser de diferentes formas, todo a decisión y experiencia del diseñador. De manera preliminar, se analizará el modelo equivalente mostrado en la figura 24 para conocer la distribución de fuerzas en el elemento y trazar un nuevo modelo de barras más simple.

De los resultados del análisis se obtienen las cargas que se aplicarán por nivel al muro de concreto armado para el caso de carga más desfavorable “ $1.25(CM+CV)+0.9S$ ”:

Tabla 13

Cargas por piso en el muro de concreto armado a diseñar

Nivel	P (Tnf)	V (Tnf)	M (Tnf-m)
3	11.40	13.40	-10.91
2	22.18	16.72	25.21
1	22.17	8.85	78.04

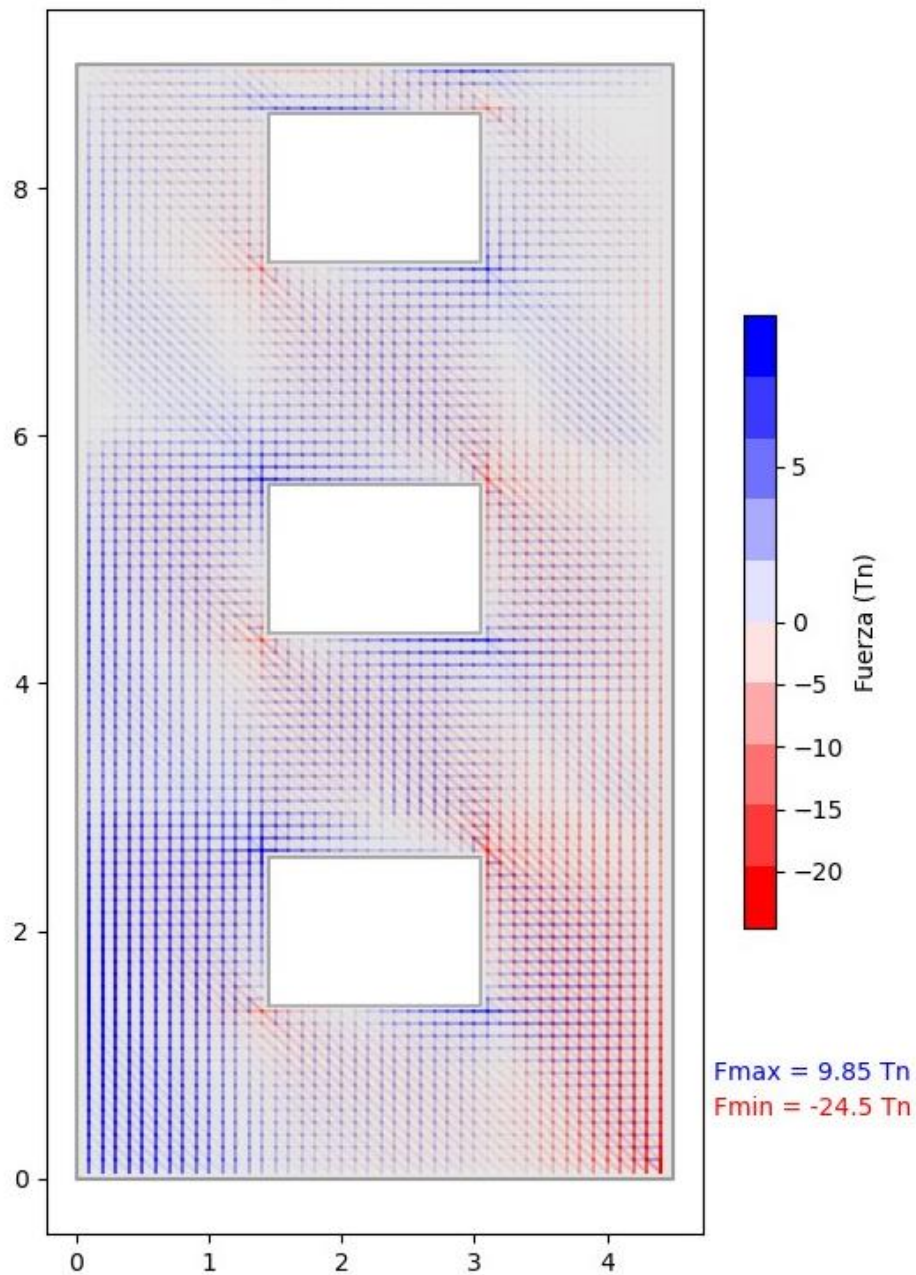
Posteriormente, al modelo equivalente de la figura 24 le aplicamos las cargas de la tabla 13 para el realizar el análisis estructural.

Se ha desarrollado un código en Python que realiza el análisis estructural del modelo de barras al muro de concreto armado como se muestra en el Anexo 3. Dicho código nos permite visualizar la distribución de esfuerzos en la armadura indicándonos cuales son los elementos que reciben mayor carga, tanto a tracción como a compresión, los cuales son los ideales para el diseño por el método Puntal-tensor debido ya que son los casos más desfavorables.

Utilizando el modelo inicial mostrado en la figura 24 analizamos el modelo de barras mostrándonos la distribución de fuerzas:

Figura 25

Distribución de fuerzas en el modelo de barras preliminar



En la figura 25 se puede apreciar que existen regiones de distribución de fuerzas a tracción y compresión. Esta distribución nos indica que existe concentración de fuerzas en el límite de frontera del elemento estructural, dando paso a regiones de distribución no uniforme de esfuerzos (regiones D). Los elementos que reciben mayores cargas, en el caso de la tracción, se encuentran en

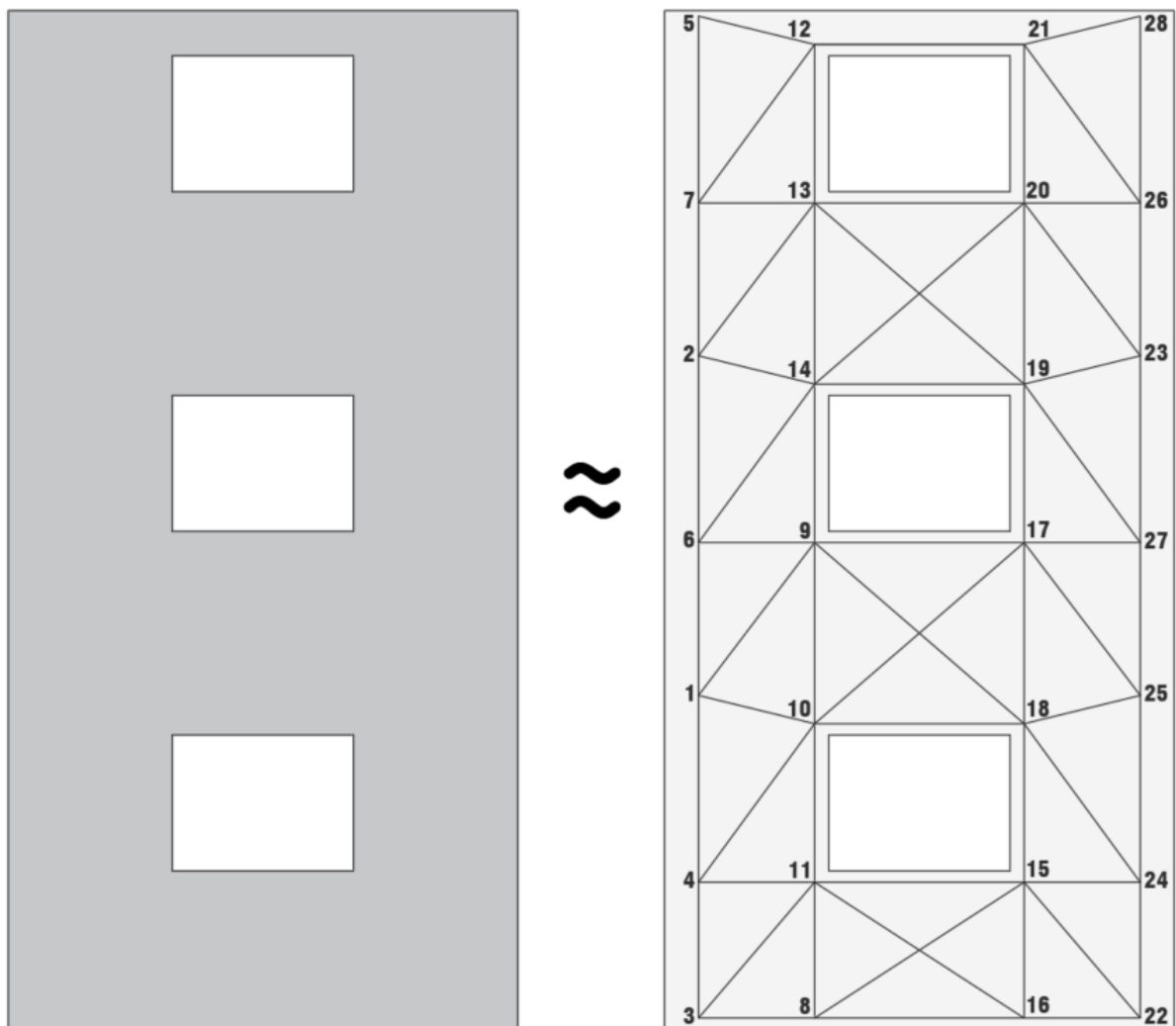
la esquina inferior izquierda y alrededor de la abertura del muro y, para el caso de la compresión, se encuentran en la esquina inferior derecha y alrededor de la abertura del muro. Son estos elementos los que nos permitirán determinar la cantidad de acero necesario para el elemento estructural.

3.6.2.2 Modelo simplificado de barras

Con la distribución de fuerzas mostrada, trazamos un nuevo modelo de barras simple, como se muestra a continuación:

Figura 26

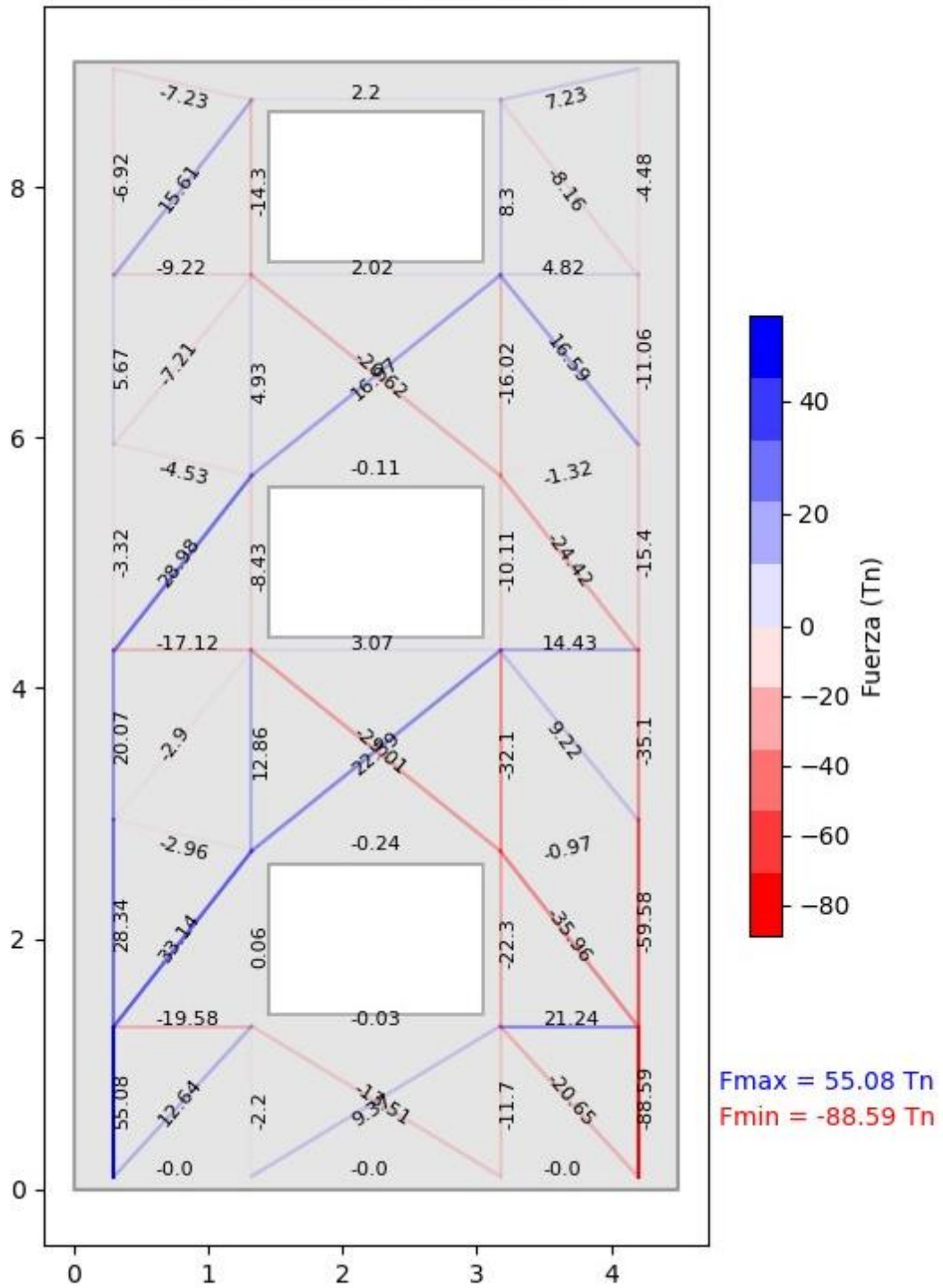
Modelo de barras que simplifica el modelo continuo



Ejecutando el programa para el análisis estructural, obtenemos las fuerzas en los elementos.

Figura 27

Resultados del análisis estructural al modelo de barras



Los resultados de las fuerzas nos servirán para diseñar los elementos puntal y tensor, los que a su vez nos ayudarán a diseñar los nudos que los conectan.

Se muestra una tabla que resume los resultados mostrados en la figura 27:

Tabla 14

Fuerzas en los elementos del modelo de barras

Elemento	Nudo i	Nudo j	Fuerza (Tn)
1	1	9	-2.903
2	2	13	-7.208
3	3	8	0
4	4	11	-19.579
5	2	7	5.67
6	3	4	55.077
7	5	12	-7.226
8	2	14	-4.525
9	1	10	-2.964
10	6	14	28.984
11	4	10	33.142
12	4	1	28.336
13	7	12	15.605
14	7	5	-6.921
15	1	6	20.066
16	6	9	-17.122
17	6	2	-3.32
18	7	13	-9.218
19	8	16	0
20	8	11	-2.196
21	8	15	9.373
22	9	17	3.066
23	10	18	-0.239
24	11	15	-0.033
25	12	21	2.198
26	13	20	2.02
27	14	19	-0.109
28	13	12	-14.303
29	9	14	-8.43
30	11	3	12.641
31	14	20	16.969
32	11	16	-13.511
33	10	9	12.859
34	14	13	4.927
35	10	17	22.394
36	11	10	0.064
37	15	18	-22.298

38	16	22	0
39	17	25	9.22
40	18	17	-32.104
41	17	19	-10.112
42	19	13	-20.621
43	20	23	16.592
44	18	9	-29.011
45	19	20	-16.017
46	15	24	21.241
47	19	23	-1.316
48	18	25	-0.967
49	21	28	7.226
50	15	22	-20.649
51	20	21	8.298
52	17	27	14.428
53	20	26	4.822
54	16	15	-11.698
55	22	24	-88.594
56	23	26	-11.065
57	24	25	-59.581
58	25	27	-35.104
59	26	28	-4.479
60	27	23	-15.398
61	24	18	-35.957
62	27	19	-24.424
63	26	21	-8.163

Así mismo, se tienen las reacciones en la base:

Tabla 15

Reacciones en la base del modelo de barras

Nudo	Dirección	Fuerza (Tn)
3	X	-8.210
	Y	-55.077
8	X	-7.864
	Y	-2.905
16	X	-11.335
	Y	19.051
22	X	-13.410
	Y	104.296

3.6.3 Diseño por el método puntal tensor

3.6.3.1 Diseño de tensores

El tensor más esforzado es el 6 (entre nudos 3 a 4) cuya fuerza de tracción es $F = 55.077$ Tn. La resistencia de diseño del tensor está dada por:

$$F_{nt} = f_y A_{ts}$$

Se garantiza una adecuada resistencia si:

$$F_u \leq \phi F_{nt}$$

Siendo el factor de reducción de resistencia de $\phi = 0.75$.

Calculando la cantidad de refuerzo necesario para el elemento 6, se tiene:

$$A_{ts} \geq \frac{F_u}{\phi f_y} = \frac{55.077 * 1000}{0.75 * 4200} = 17.48 \text{ cm}^2 \approx 9\phi 5/8"$$

La ubicación del tensor corresponde al extremo izquierdo del modelo equivalente de barras, el cual consiste en un núcleo de concreto de 30cmx60cm que confina el muro de concreto armado. Se considerará 10 ϕ 5/8".

Otro tensor para analizar es el elemento 33 (entre nudos 9 a 10) cuya fuerza de tracción es $F = 12.859$ Tn. Calculando la cantidad de refuerzo necesario para el elemento 33, se tiene:

$$A_{ts} \geq \frac{F_u}{\phi f_y} = \frac{12.859 * 1000}{0.75 * 4200} = 4.08 \text{ cm}^2 \approx 4\phi 1/2"$$

Este tensor se encuentra ubicado al borde vertical de la abertura, el cual consiste en un núcleo de concreto de 20cmx20cm que confina la abertura.

El elemento 46 (entre nudos 15 a 24) cuya fuerza de tracción es $F = 21.241$ Tn se encuentra ubicado en la dirección del borde inferior de la abertura. Calculando la cantidad de refuerzo necesario para el elemento 46, se tiene:

$$A_{ts} \geq \frac{F_u}{\phi f_y} = \frac{21.241 * 1000}{0.75 * 4200} = 6.74 \text{ cm}^2 \approx 4\phi 5/8"$$

Este tensor está formado en un núcleo de concreto de 20cmx20cm que confina la abertura.

Otro tensor para analizar es el elemento 35 (entre nudos 10 a 17) cuya fuerza de tracción es $F = 22.394$ Tn. Calculando la cantidad de refuerzo necesario para el elemento 6, se tiene:

$$A_{ts} \geq \frac{F_u}{\phi f_y} = \frac{22.394 * 1000}{0.75 * 4200} = 7.11 \text{ cm}^2 \approx 4\phi 5/8''$$

Este tensor se encuentra ubicado entre las primeras dos aberturas en dirección diagonal por lo que, su refuerzo será de forma cruzada.

Se calculan los refuerzos necesarios para los demás elementos.

Tabla 16

Áreas de acero necesario en cada tensor

Elemento	Nudo i	Nudo j	Fuerza (Tn)	Área (cm ²)
5	2	7	5.67	1.8
6	3	4	55.077	17.48
10	6	14	28.984	9.2
11	4	10	33.142	10.52
12	4	1	28.336	9
13	7	12	15.605	4.95
15	1	6	20.066	6.37
21	8	15	9.373	2.98
22	9	17	3.066	0.97
25	12	21	2.198	0.7
26	13	20	2.02	0.64
30	11	3	12.641	4.01
31	14	20	16.969	5.39
33	10	9	12.859	4.08
34	14	13	4.927	1.56
35	10	17	22.394	7.11
36	11	10	0.064	0.02
39	17	25	9.22	2.93
43	20	23	16.592	5.27
46	15	24	21.241	6.74
49	21	28	7.226	2.29
51	20	21	8.298	2.63
52	17	27	14.428	4.58
53	20	26	4.822	1.53

Los tensores inclinados serán analizados según la distribución de acero requerido para el control de fisuración en los puntales.

3.6.3.2 Diseño de puntales

El puntal más esforzado es el 55 (entre nudos 22 a 24) cuya fuerza de compresión es $F = 88.594$ Tn. La resistencia nominal del puntal está dada por:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} = (0.85 f'_c \beta_s \beta_c)(w * b)$$

Se garantiza una adecuada resistencia si:

$$F_u \leq \phi F_{ns}$$

Siendo el factor de reducción de resistencia de $\phi = 0.75$.

Según la tabla 1, el coeficiente β_s corresponde el valor de 1.00 para puntales de borde, 0.75 para puntales interiores y 0.40 para puntales que son cruzados por tensores.

En cuanto al coeficiente β_c , según la tabla 3, corresponde un valor de 1.00.

El valor de b corresponde al espesor del puntal, teniendo un valor de 30 cm para puntales de borde y de 20 cm para puntales interiores.

Por lo que para puntales de borde se tiene una resistencia efectiva de:

$$f_{ce} = 0.85 f'_c \beta_s \beta_c = 0.85 * 210 * 1.00 * 1.00 = 178.50 \text{ kg/cm}^2$$

Para puntales interiores se tiene una resistencia efectiva de:

$$f_{ce} = 0.85 f'_c \beta_s \beta_c = 0.85 * 210 * 0.75 * 1.00 = 133.88 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando el ancho necesario para el elemento 55, se tiene:

$$w \geq \frac{F_u}{\phi f_{ce} b} = \frac{88.594 * 1000}{0.75 * 178.50 * 30} = 22.06 \text{ cm}$$

De la misma forma que se ha calculado el ancho para el elemento 55, se calculan los anchos para los demás elementos.

Tabla 17

Ancho de puntales

Elemento	Nudo i	Nudo j	Fuerza (Tn)	Ancho (cm)
1	1	9	-2.903	1.45
2	2	13	-7.208	3.59
4	4	11	-19.579	9.75
7	5	12	-7.226	3.60
8	2	14	-4.525	2.25
9	1	10	-2.964	1.48
14	7	5	-6.921	1.72
16	6	9	-17.122	8.53
17	6	2	-3.32	0.83
18	7	13	-9.218	4.59
20	8	11	-2.196	1.09
23	10	18	-0.239	0.12
24	11	15	-0.033	0.02
27	14	19	-0.109	0.05
28	13	12	-14.303	7.12
29	9	14	-8.43	4.20
32	11	16	-13.511	6.73
37	15	18	-22.298	11.10
40	18	17	-32.104	15.99
41	17	19	-10.112	5.04
42	19	13	-20.621	10.27
44	18	9	-29.011	14.45
45	19	20	-16.017	7.98
47	19	23	-1.316	0.66
48	18	25	-0.967	0.48
50	15	22	-20.649	10.28
54	16	15	-11.698	5.83
55	22	24	-88.594	22.06
56	23	26	-11.065	2.76
57	24	25	-59.581	14.83
58	25	27	-35.104	8.74
59	26	28	-4.479	1.12
60	27	23	-15.398	3.83
61	24	18	-35.957	17.91
62	27	19	-24.424	12.16
63	26	21	-8.163	4.06

Los puntales inclinados nos servirán para calcular la cantidad de acero transversal que estos requieren para controlar la fisuración que inciden en ellos.

Los puntales más críticos en las regiones D son el 50 (entre nudos 15 a 22), 61 (entre nudos 18 a 24) y el 44 (entre nudos 9 a 18).

La cuantía de acero necesaria según la tabla 2 es $0.0025/\text{sen}^2\alpha$, donde α es el ángulo del puntal con respecto a la dirección de distribución.

El puntal 50 tiene un ángulo de $\alpha = 49.50^\circ$:

$$\text{Horizontal: } A_s = \frac{0.0025}{\text{sen}^2\alpha} * b * e = \frac{0.0025}{\text{sen}^2(49.50^\circ)} * 20 * 20 = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vertical: } A_s = \frac{0.0025}{\text{sen}^2(90 - \alpha)} * b * e = \frac{0.0025}{\text{sen}^2(40.50^\circ)} * 20 * 20 = 2.37 \text{ cm}^2$$

El puntal 61 tiene un ángulo de $\alpha = 53.79^\circ$:

$$\text{Horizontal: } A_s = \frac{0.0025}{\text{sen}^2\alpha} * b * e = \frac{0.0025}{\text{sen}^2(53.79^\circ)} * 20 * 20 = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vertical: } A_s = \frac{0.0025}{\text{sen}^2(90 - \alpha)} * b * e = \frac{0.0025}{\text{sen}^2(36.21^\circ)} * 20 * 20 = 2.87 \text{ cm}^2$$

El puntal 44 tiene un ángulo de $\alpha = 40.86^\circ$:

$$\text{Horizontal: } A_s = \frac{0.0025}{\text{sen}^2\alpha} * b * e = \frac{0.0025}{\text{sen}^2(40.86^\circ)} * 20 * 20 = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vertical: } A_s = \frac{0.0025}{\text{sen}^2(90 - \alpha)} * b * e = \frac{0.0025}{\text{sen}^2(49.14^\circ)} * 20 * 20 = 1.75 \text{ cm}^2$$

De los resultados anteriores, se propone una distribución de acero horizontal de $\emptyset 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$ y una distribución vertical de $\emptyset 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$, esta distribución se realizará hasta el borde inferior de la abertura del segundo nivel, en los siguientes niveles se realizará una distribución de acero horizontal de $\emptyset 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ y una distribución vertical de $\emptyset 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$.

3.6.3.3 Verificación en las zonas nodales

La resistencia nominal de una zona nodal está dada por:

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} = (0.85 f'_c \beta_n \beta_c) (w * b)$$

Se garantiza una adecuada resistencia si:

$$F_u \leq \phi F_{nn}$$

Siendo el factor de reducción de resistencia de $\phi = 0.75$.

Según la tabla 4, el coeficiente β_n corresponde el valor de 1.00 para zonas nodales limitados por puntales (Nudo CCC), 0.80 para zonas nodales que anclan un tensor (Nudo CCT) y 0.60 para zonas nodales que anclan dos o más tensores (Nudo CTT).

En cuanto al coeficiente β_c , según la tabla 3, corresponde un valor de 1.00.

El valor de b corresponde al espesor de la zona nodal, teniendo un valor de 30 cm para nudos en los bordes del modelo y de 20 cm para los nudos interiores.

Por lo que para zonas nodales CCC se tiene una resistencia efectiva de:

$$f_{ce} = 0.85 f'_c \beta_n \beta_c = 0.85 * 210 * 1.00 * 1.00 = 178.50 \text{ kg/cm}^2$$

Para zonas nodales CCT se tiene una resistencia efectiva de:

$$f_{ce} = 0.85 f'_c \beta_n \beta_c = 0.85 * 210 * 0.80 * 1.00 = 142.80 \text{ kg/cm}^2$$

Para zonas nodales CTT se tiene una resistencia efectiva de:

$$f_{ce} = 0.85 f'_c \beta_n \beta_c = 0.85 * 210 * 0.60 * 1.00 = 107.10 \text{ kg/cm}^2$$

La zona nodal 22, correspondiente a la base del muro, cuyas reacciones son $F_x = -13.410 \text{ Tn}$ y $F_y = -104.296 \text{ Tn}$, debe poseer las dimensiones necesarias para poder resistir las fuerzas que en ellas inciden. El ancho mínimo necesario para llegar esto a cabo es:

$$w \geq \frac{F_y}{\phi f_{ce} b} = \frac{104.296 * 1000}{0.75 * 178.50 * 30} = 25.97 \text{ cm}$$

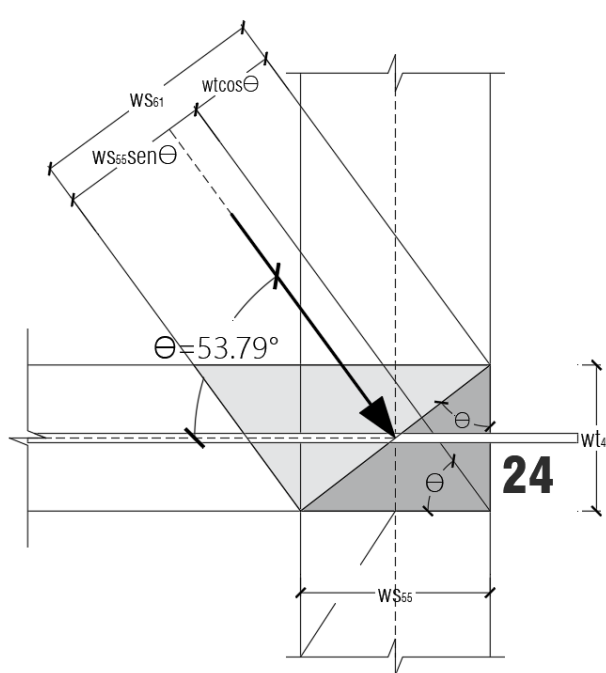
Este ancho servirá para el elemento 55 que hará de base para el nudo 24, el cual es la zona nodal más cargada en todo el modelo de barras, siendo el caso más crítico.

Según la tabla 16, el ancho mínimo para resistir la carga de compresión en el puntal 55 es de 22.06 cm, siendo el nuevo ancho de 25.97 cm lo suficiente para cumplir con tal sollicitación.

En el nudo 24 concurren los elementos 55, 61, 57 y 46, haciendo de este nudo uno de tipo CCT.

Figura 28

Relaciones geométricas de la zona nodal 24 de tipo CCT



El cálculo del ancho del puntal 61 sigue la siguiente relación:

$$ws_{61} = ws_{55} \operatorname{sen} \theta + wt \operatorname{cos} \theta$$

$$ws_{61} = 25.97 \operatorname{sen}(53.79^\circ) + 20 \operatorname{cos}(53.79^\circ)$$

$$ws_{61} = 32.77 \text{ cm}$$

Este valor es mayor al calculado en la tabla 16 con un valor de 17.91 cm, siendo esa cara lo suficientemente resistente a la fuerza actuante.

CAPÍTULO IV

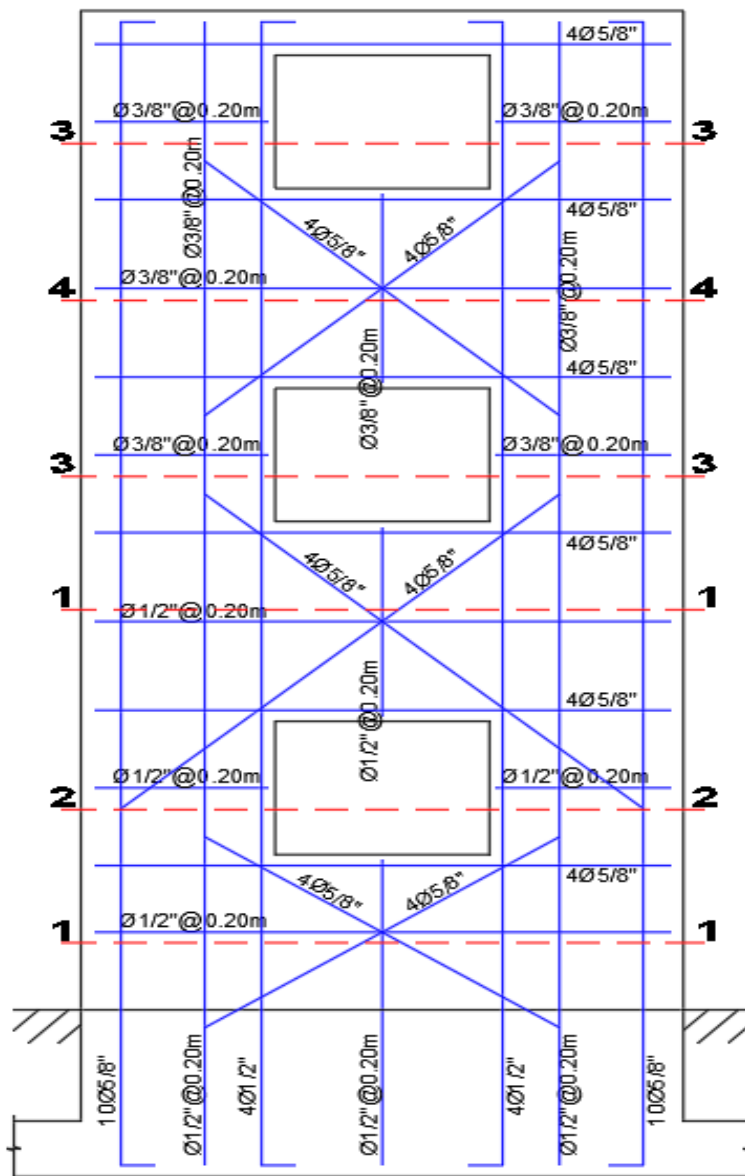
RESULTADOS

4.1 Presentación de los Resultados

Los resultados obtenidos en el análisis y diseño de los elementos y nudos del modelo equivalente se representan mediante la distribución del acero de refuerzo en el muro estructural de concreto armado, como se muestra a continuación

Figura 29

Distribución de acero en el elemento estructural

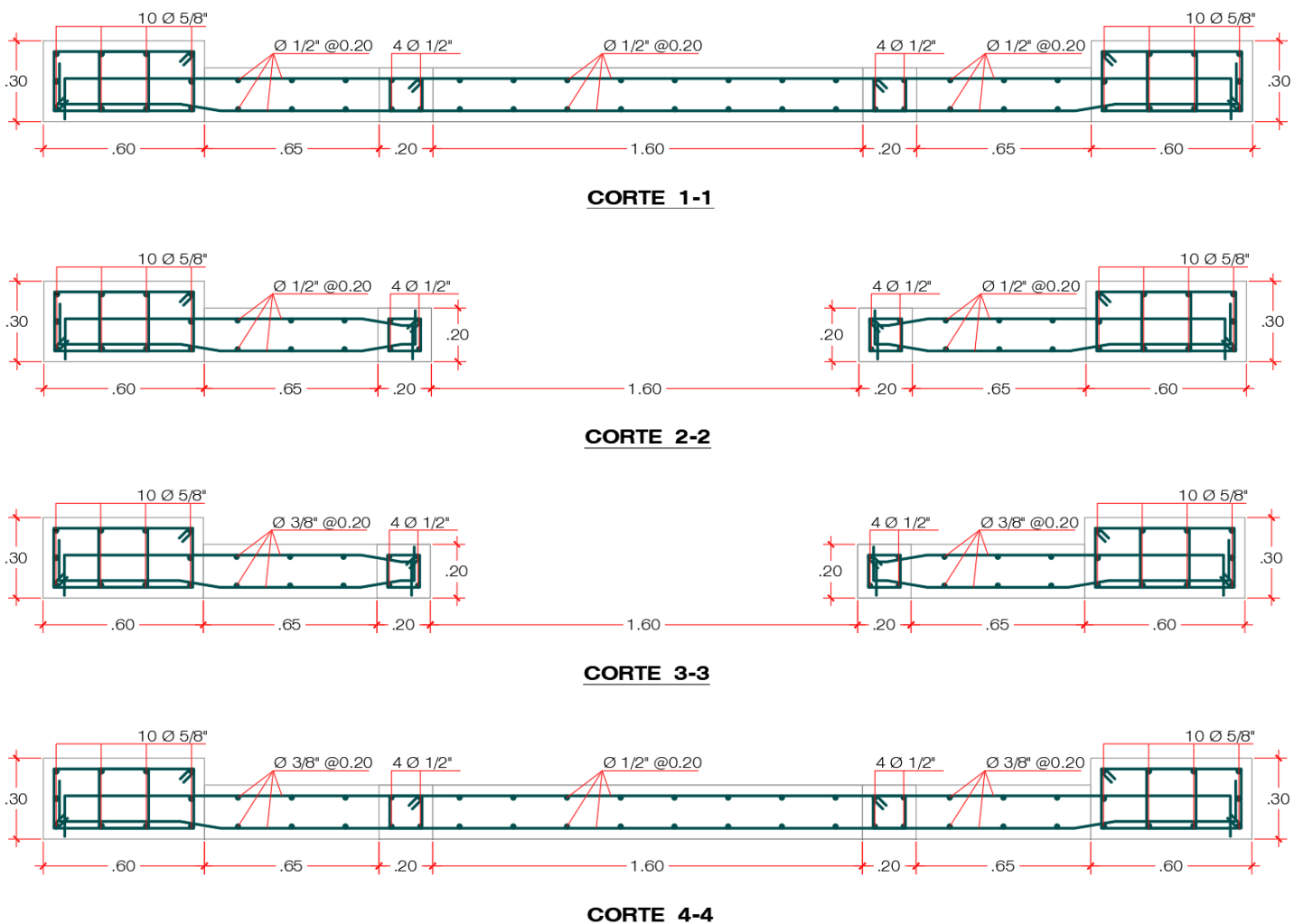


El esquema mostrado en la figura 29 nos muestra el refuerzo de acero según la disposición de los elementos de tipo tensor, para el acero longitudinal, y puntal para el caso del acero distribuido.

A continuación, se presentan los detalles de refuerzo del muro de concreto armado con discontinuidad de tipo geométrico por aberturas:

Figura 30

Detalle de armado de acero en las secciones de corte



Nota: Los cortes son realizados con respecto a la figura 29

4.2 Comprobación de Hipótesis (Discusión)

4.2.1 Discusión Hipótesis Principal

El método Puntal-tensor es una buena alternativa complementaria en el diseño de elementos estructurales de concreto armado con discontinuidades como aberturas, además de ser de gran ayuda en el entendimiento del comportamiento estructural del elemento y paso intermedio en el uso de métodos numéricos más sofisticados.

4.2.2 Discusión Hipótesis Secundaria

- a) Respecto a la hipótesis 1, la distribución de fuerzas del muro de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas es realizable por medio de un modelo de barras, esto fue posible debido a que el modelo preliminar de barras “equivalente” discretiza el modelo continuo en pequeños elementos separados en distancias cortas, este hecho permite que las fuerzas tengan más direcciones hacia donde “fluir”. Así mismo, nos permitió determinar una ruta para el trazado de un modelo de barras que simplifique el estado tensional del muro a diseñar.
- b) Respecto a la hipótesis 2, se pudo plantear un modelo de barras que simplificó el modelo continuo, esto fue posible debido a que se conoce la distribución de las fuerzas en el elemento estructural planteando así puntales en zonas de concentración de esfuerzos a compresión y tensores en zonas de concentración de esfuerzos a tracción, corroborando lo expuesto por Azócar (2004) y Moreno (2014), quienes coinciden en el hecho de que conocer el flujo de esfuerzos de un elemento estructural es de gran ayuda para plantear modelos de barras que simplifiquen su estado tensional.
- c) Respecto a la hipótesis 3, se pudo obtener aproximadamente el refuerzo necesario para el elemento estructural aplicando el método del Puntal-Tensor, esto debido

principalmente a que los tensores proporcionan directamente la cantidad de refuerzo necesario en la dirección en la que están dispuestas en el modelo de barras; adicionalmente, los puntales permiten calcular un refuerzo de acero que ayuda a controlar la fisuración causada por el desarrollo de esfuerzos de tracción a través del puntal donde los esfuerzos de compresión se esparcen hacia afuera a lo largo de la longitud del puntal. Se constató lo mencionado por Schlaich et al. (1987) sobre los puntales, ya que estos no son críticos en el resultado del diseño, si bien proporcionan el acero distribuido, estos son por cuantía mínima, siendo más importantes los tensores, pues son los que nos ayudan a cuantificar el hacer de refuerzo. Con respecto a la cantidad de refuerzo obtenido, Gervassi (2019) y Linaja (2020) mencionan que las discontinuidades geométricas solicitan una mayor cantidad de acero en sus proximidades, para nuestro caso particular, esto se evidencia en los elementos de contorno del muro de concreto armado, siendo la zona más reforzada en el elemento estructural, así mismo las aberturas en el muro requieren que se disponga acero de refuerzo en sus alrededores, debido a que allí se concentran las fuerzas; del mismo modo sucede en las zonas entre las aberturas, donde se hace necesario colocar acero en forma diagonal.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

El método puntal-tensor aplicado en un muro estructural de concreto armado con discontinuidades como aberturas es una técnica de diseño para estructuras discontinuas de concreto armado alternativo y/o complementario a métodos más sofisticados, el cual permite determinar la cantidad de acero de refuerzo en el elemento estructural.

La determinación y/o conocimiento de la distribución de esfuerzos es de vital importancia para el diseño del elemento estructural. Para el caso de esta investigación se aplica el método puntal-tensor a un muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas, determinando que la distribución de fuerzas se concentra en los límites de frontera del elemento como son el borde izquierdo, borde derecho y borde de la abertura.

Conociendo la distribución de fuerzas en el elemento, resulta simple trazar un modelo de barras que simplifican el estado tensional del muro con aberturas, siendo este modelo la base para el diseño por el método puntal tensor.

La aplicación del método puntal-tensor nos permitió obtener la distribución de acero necesario para nuestro muro estructural de concreto armado con aberturas, siendo necesarios 10 varillas de 5/8" con estribos de 3/8" distribuidos a 1@0.05, resto @0.10 en los bordes del muros según recomienda el ACI; acero de 1/2" distribuidos @0.20m horizontal y verticalmente en el interior del muro hasta el segundo nivel y acero de 3/8" distribuidos @0.20m horizontal y verticalmente en el interior del muro hasta el tercer nivel; 4 varillas de acero de 1/2" en los bordes verticales de la abertura con estribos de 3/8" distribuidos a 1@0.05, resto @0.10; 4 varillas de 5/8" en los bordes horizontales de la abertura; finalmente,

4 varillas de 5/8" de forma cruzada entre aberturas. Los resultados se esquematizan en el plano de detalle de refuerzo de acero resultante.

5.2 Recomendación y/o Sugerencias

Se recomienda a futuros tesisistas seguir investigando sobre el método del puntal tensor aplicados a elementos estructurales con discontinuidades geométricas y de carga para el desarrollo de modelos de barras base para futuros diseños e incorporarlo en nuestra normativa.

Se recomienda a los ingenieros conocer esta técnica alternativa y/o complementaria de diseño debido a la facilidad de calcular aproximadamente el refuerzo necesario en un elemento estructural.

Se sugiere seguir estudiando este método debido a que es un paso preliminar al estudio del cálculo plástico de estructuras.

Se recomienda realizar las comprobaciones con otros métodos que permitan estudiar este tipo de elementos con discontinuidades como es el método de elementos finitos.

Referencias

- ACI Committee. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19)*. American Concrete Institute.
<https://doi.org/10.14359/51716937>
- Azócar, M. (2004). *Modelo Puntal-Tensor Aplicado al Diseño de Elementos de Hormigón Armado*. Universidad Austral de Chile
<http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2004/bmfcia996m/doc/bmfcia996m.pdf>
- Bondarenko, S., & García, I. (2012). *Manual de cálculo y diseño de muros estructurales de concreto armado*. Universidad de Carabobo.
<http://mriuc.bc.uc.edu.ve/bitstream/handle/123456789/5208/sbondarenko.pdf?sequence=1>
- Carrillo, J., & Alcocer, S. (2010). Evaluación experimental del método de puntales y tensores aplicado a muros de concreto de baja altura. *Ingeniería e Investigación*, vol. 30, núm. 1, abril 2010, pp 11–16. Universidad Nacional de Colombia.
<http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=64312498003>
- Comité ACI 318. (2019). *Reglamento de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)*. <https://es.scribd.com/document/528813223/ACI-318-19-Espanol>
- FORTNEY, P. J. (2005). *The next generation of coupling beams*. University of Cincinnati.
http://rave.ohiolink.edu/etdc/view?acc_num=ucin1115837131
- Gervassi, P. (2019). *Diseño de elementos de concreto armado aplicando el método de puntal y tirante*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/17613>
- Instituto Geofísico del Perú (2018). *Zonificación sísmica – geotécnica de la ciudad de Tacna*.
<https://repositorio.igp.gob.pe/handle/20.500.12816/5184>
- Linaja, G. (2020). *Diseño de vigas de gran peralte con alto nivel de asimetría usando la técnica del puntal tirante*. Universidad Privada de Tacna.
<https://revistas.upt.edu.pe/ojs/index.php/vestsc/article/view/395>
- Moreno, S. (2014). *Evaluación del Diseño Sísmico de Muros con Perforaciones, Mediante el Uso de Modelos de Puntales y Tensores*. Universidad Austral de Chile
<http://www.ncbi.nlm.nih.gov/myaccess.library.utoronto.ca/pubmed/11720961>

- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings (1a ed.)*. Wiley.
<https://onlinelibrary.wiley.com/doi/book/10.1002/9780470172841>
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2020a). *Norma E.020 Cargas*.
<https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2020b). *Norma E.030 Diseño sismorresistente*.
<https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2020c). *Norma E.060 Concreto armado*.
<https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2020d). *Norma E.070 Albañilería*.
<https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Reineck, K.-H. (2002). *Ejemplos para el diseño de hormigón estructural usando modelos de bielas y tirantes*. <https://es.scribd.com/document/92099177/Ejemplos-para-el-diseno-de-Hormigon-Estructural-utilizando-modelos-de-Bielas-ACI-SP-208-2002>
- Schlaich, J., Schaefer, K., & Jennewein, M. (1987). Toward a Consistent Design of Structural Concrete. *PCI Journal*, 32(3), 74–150. <https://doi.org/10.15554/pcij.05011987.74.150>

Anexos

Anexo 1: Matriz de Consistencia

“APLICACIÓN DEL MÉTODO PUNTAL-TENSOR EN EL DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO CON ABERTURAS”

Tabla 18

Matriz de Consistencia

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS
<u>Interrogante Principal</u>	<u>Objetivo General</u>	<u>Hipótesis General</u>
¿Cómo diseñar un muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas mediante la aplicación del método puntal-tensor?	Realizar el diseño de muros estructurales de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas mediante la aplicación del método puntal-tensor.	El método Puntal-tensor nos permite diseñar elementos estructurales, siendo el caso particular un muro de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas, siendo una buena alternativa complementaria de diseño.

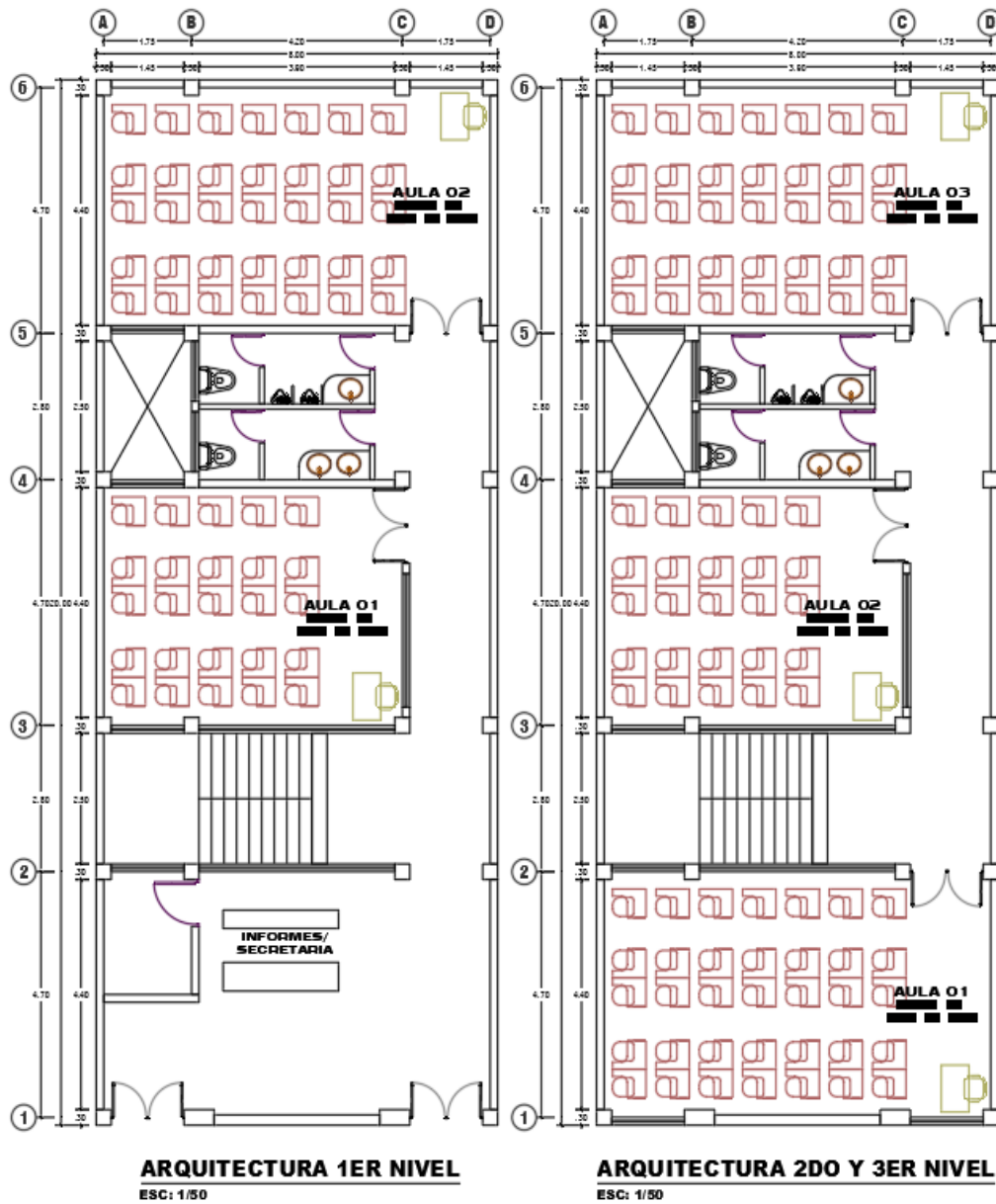
<u>Interrogante Secundaria</u>	<u>Objetivos Específicos</u>	<u>Hipótesis Específica</u>
a) ¿Cómo se distribuyen las fuerzas en un muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas?	a) Determinar la distribución de fuerzas en el muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas.	a) La distribución de fuerzas del elemento estructural se puede determinar por medio de un modelo de barras, el cual proporciona una guía para trazar modelos de barras más simplificados.
b) ¿Cómo plantear un modelo de barras que simplifique el estado tensional del del muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas para su diseño?	b) Plantear un modelo de barras que simplifique el estado tensional del muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico para su diseño.	b) Se puede plantear un modelo de barras que simplifique el estado tensional de muro de concreto armado con discontinuidades del tipo geométrico por aberturas a través de su estado tensional.
c) ¿Cómo obtener el refuerzo de acero necesario para el muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas?	c) Obtener el refuerzo de acero necesario para el muro estructural de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas.	c) El método Puntal-Tensor proporcionará el refuerzo necesario para el muro de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas.

Anexo 2: Propuestas de estructuración

Se realiza la estructuración con base a la arquitectura mostrada a continuación:

Figura 31

Distribución en planta de la edificación



De la arquitectura en planta se puede apreciar que puede hacerse uso de dos tipos de sistemas estructurales, los cuales son de albañilería confinada y pórticos de concreto armado.

Sistema estructural de Albañilería confinada

El sistema estructural de albañilería confinada se caracteriza por estar constituida por un muro de albañilería simple enmarcado por una cadena de concreto armado, vaciada con posterioridad a la construcción del muro. Este sistema ofrece gran resistencia frente a cargas laterales por la elevada rigidez que los muros aportan.

Una forma de predimensionar este tipo de sistemas estructurales es de acuerdo a la densidad de muros en cada dirección de la estructura. La norma E.070 “Albañilería” del Reglamento Nacional de Edificaciones (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2020d), establece una densidad mínima de muros mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Área de corte de muros}}{\text{Área de la planta típica}} = \frac{\sum Lt}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

Donde “Z”, “U” y “S” corresponden a factores de zona sísmica, importancia y de suelo respectivamente, especificados en la norma E.030 “Diseño sismorresistente”. “N” es el número de pisos del edificio, “L” es la longitud total del muro y “t” es el espesor efectivo del muro. Así mismo, la norma indica que, de no cumplirse con la densidad de muros, se puede cambiar el espesor de los muros o agregarse placas de concreto armado en cuyo caso deberá amplificarse el área del muro de concreto con la expresión “ E_c/E_m ” donde E_c y E_m son los módulos de elasticidad del concreto y albañilería respectivamente.

Calculando la densidad mínima de muros, se tiene:

$$D_{\min} = \frac{ZUSN}{56}$$

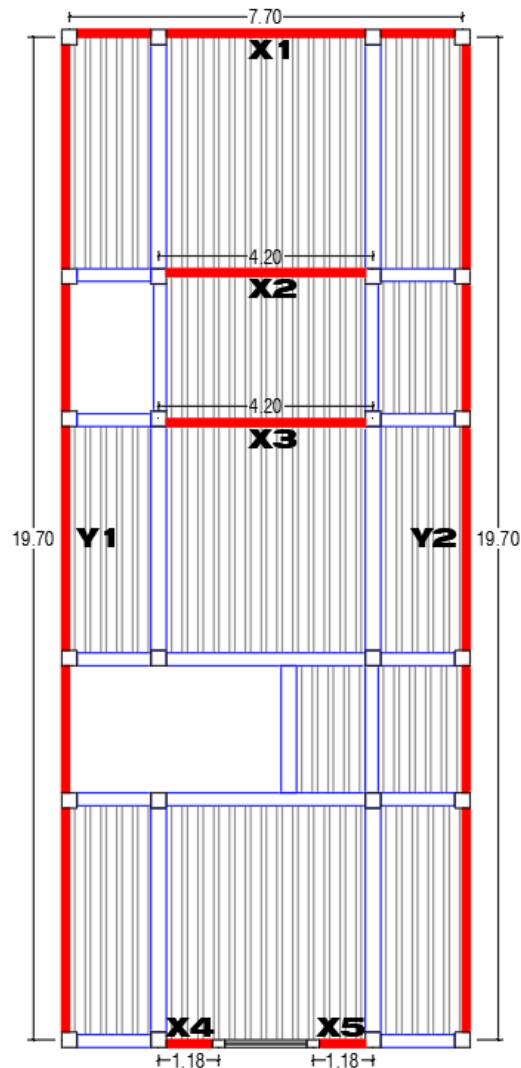
$$D_{\min} = \frac{0.45 * 1.5 * 1.05 * 3}{56} = 0.0380$$

El área total de la planta típica de la estructura es de 160 m².

Según la arquitectura, los muros que se pueden ubicar en la estructura son como se muestran a continuación:

Figura 32

Distribución de muros en planta con espesor efectivo $e=0.13\text{cm}$



Nota: Los muros son representados de color rojo.

Calculando la densidad de muros de la edificación se tiene:

Tabla 19

Densidad de muros según la distribución de la figura 32 en la dirección X-X y Y-Y

Dirección X-X				Dirección Y-Y			
Muro	Longitud (m)	Espesor (m)	Área (m ²)	Muro	Longitud (m)	Espesor (m)	Área (m ²)
X1	7.70	0.13	1.001	Y1	19.70	0.13	2.561
X2	4.20	0.13	0.546	Y2	19.70	0.13	2.561
X3	4.20	0.13	0.546				
X4	1.18	0.13	0.153				
X5	1.18	0.13	0.153				
Área total			2.399	Área total			5.122

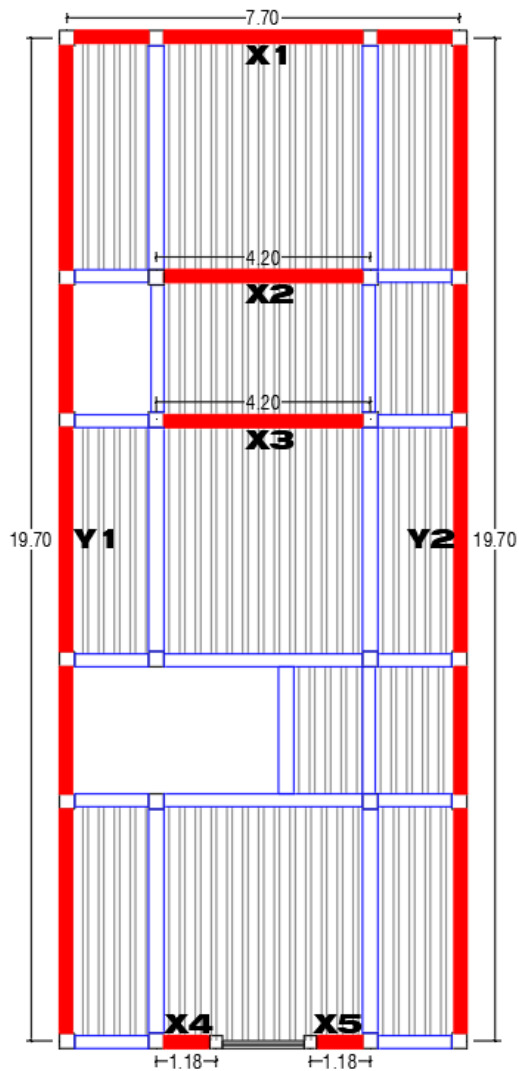
La densidad de muros en la dirección X-X es $D = 2.399/160 = 0.0150 < 0.0380$, siendo esta densidad menor a la mínima.

La densidad de muros en la dirección Y-Y es $D = 5.122/160 = 0.0320 < 0.0380$, siendo esta densidad menor a la mínima.

Se puede apreciar que la densidad de muros en ambas direcciones es menor a la mínima dispuesta por la norma, por lo que se aumentará el espesor efectivo en cada dirección como se muestra en la figura 33.

Figura 33

Distribución de muros en planta con espesor efectivo $e=0.23\text{cm}$



Calculando la densidad de muros de la edificación se tiene:

Tabla 20

Densidad de muros según la distribución de la figura 33 en la dirección X-X y Y-Y

Dirección X-X				Dirección Y-Y			
Muro	Longitud (m)	Espesor (m)	Área (m ²)	Muro	Longitud (m)	Espesor (m)	Área (m ²)
X1	7.70	0.23	1.771	Y1	19.70	0.23	4.531
X2	4.20	0.23	0.966	Y2	19.70	0.23	4.531
X3	4.20	0.23	0.966				
X4	1.18	0.23	0.271				
X5	1.18	0.23	0.271				
Área total			4.245	Área total			9.062

La densidad de muros en la dirección X-X es $D = 4.245/160 = 0.0265 < 0.0380$, siendo esta densidad menor a la mínima.

La densidad de muros en la dirección Y-Y es $D = 9.062/160 = 0.0566 > 0.0380$, cumpliendo con la densidad mínima del muro.

Se puede apreciar que la densidad de muros en la dirección Y-Y cumple con la mínima dispuesta por la norma, sin embargo, la dirección X-X necesita replantearse.

Viendo como solo la inclusión de muros de albañilería no cumple con la densidad de muros en la dirección X-X, es necesario incluir muros de concreto armado (placas) para satisfacer dicha condición, considerando un factor de amplificación por cambio de material.

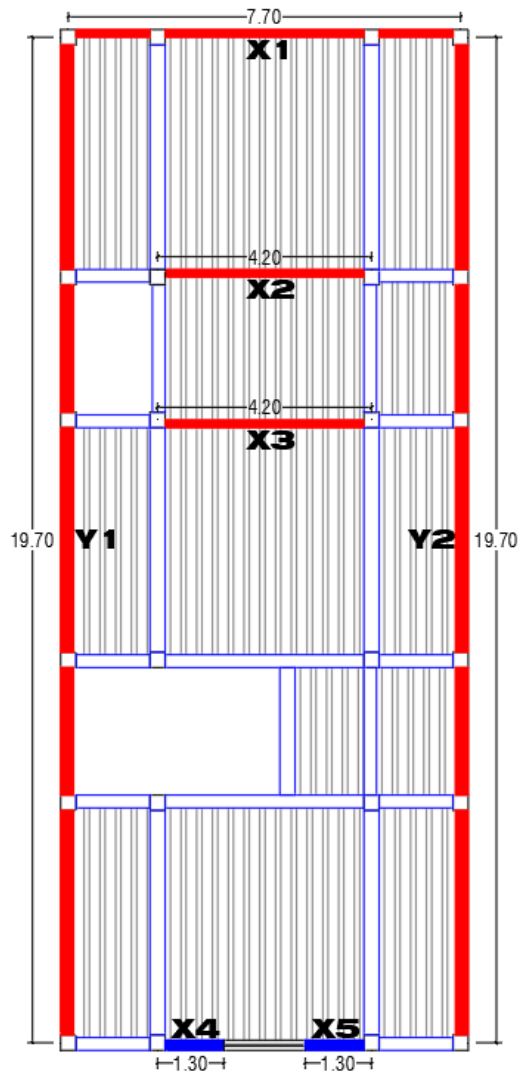
El factor de amplificación está en función de la resistencia a la compresión y al módulo de Young del material:

$$f = \frac{Ec}{Em} = \frac{15000 * \sqrt{f'c}}{500 * f'm} = \frac{15000 * \sqrt{210}}{500 * 65} = 6.688$$

Se tienen 4 lugares donde ubicar un muro de concreto armado. Debido a que no existe una distribución simétrica de estos, se debe colocar el muro de concreto armado en una posición que permita distribuir, en lo posible, simétricamente las fuerzas sísmicas. La ubicación del muro de concreto armado que permite lograr una mejor distribución de las fuerzas es la de la parte frontal de la edificación, debido a que contrarresta a los otros 3 muros de albañilería en la parte posterior.

Figura 34

Inclusión de muros de concreto armado (X4 y X5) de espesor $e=0.20\text{cm}$



Calculando la densidad de muros de la edificación se tiene:

Tabla 21

Densidad de muros según la distribución de la figura 34 en la dirección X-X

Dirección X-X				
Muro	Longitud (m)	Espesor (m)	Factor de amplificación	Área (m ²)
X1	7.70	0.13	1.00	1.001
X2	4.20	0.13	1.00	0.546
X3	4.20	0.13	1.00	0.546
X4	1.30	0.20	6.688	1.739
X5	1.30	0.20	6.688	1.739
Área total				5.571

La densidad de muros en la dirección X-X es $D = 5.571/160 = 0.0348 < 0.0380$, siendo esta densidad menor a la mínima.

Se puede apreciar que la densidad de muros en la dirección X-X sigue sin cumplir con la densidad mínima, por lo que se aumentará el espesor efectivo del muro posterior más alejado y por ser el más largo como se muestra en la figura 35

Figura 35

Aumento de espesor de muro posterior más alejado (X1) en $e=0.23\text{cm}$

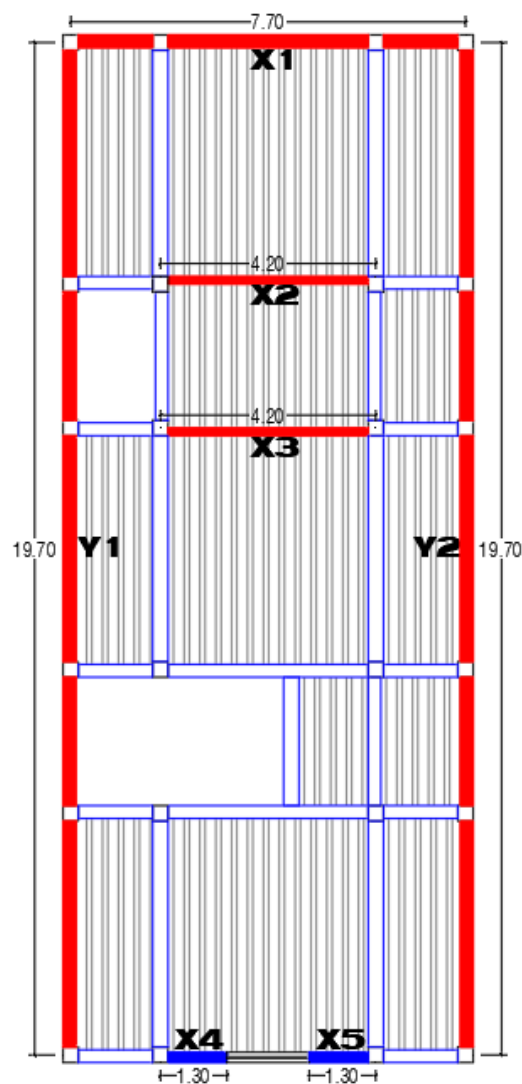


Tabla 22

Densidad de muros según la distribución de la figura 35 en la dirección X-X

Dirección X-X				
Muro	Longitud (m)	Espesor (m)	Factor de amplificación	Área (m ²)
X1	7.70	0.23	1.00	1.771
X2	4.20	0.13	1.00	0.546
X3	4.20	0.13	1.00	0.546
X4	1.30	0.20	6.688	1.739
X5	1.30	0.20	6.688	1.739
Área total				6.341

La densidad de muros en la dirección X-X es $D = 6.341/160 = 0.0396 > 0.0380$, siendo esta densidad mayor a la mínima, aunque de forma escasa.

Una manera de aumentar la densidad de muros para que sea superior a la densidad mínima de forma holgada, evitando el agrietamiento de los muros de albañilería, es aumentando la longitud del muro de concreto armado. Considerando que en esa zona existe una ventana, el muro de concreto armado resultante será un muro de concreto armado con discontinuidades de tipo geométrico por aberturas.

Tabla 23

Densidad de muros según la distribución de la figura 36 en la dirección X-X

Dirección X-X				
Muro	Longitud (m)	Espesor (m)	Factor de amplificación	Área (m ²)
X1	7.70	0.23	1.00	1.771
X2	4.20	0.13	1.00	0.546
X3	4.20	0.13	1.00	0.546
X4	4.20	0.20	6.688	5.618
Área total				8.481

La densidad de muros en la dirección X-X es $D = 8.481/160 = 0.0530 > 0.0380$, siendo esta densidad mayor a la mínima, de forma holgada.

elementos no estructurales, haciendo que el concreto reforzado sea el encargado de dar el soporte a la estructura.

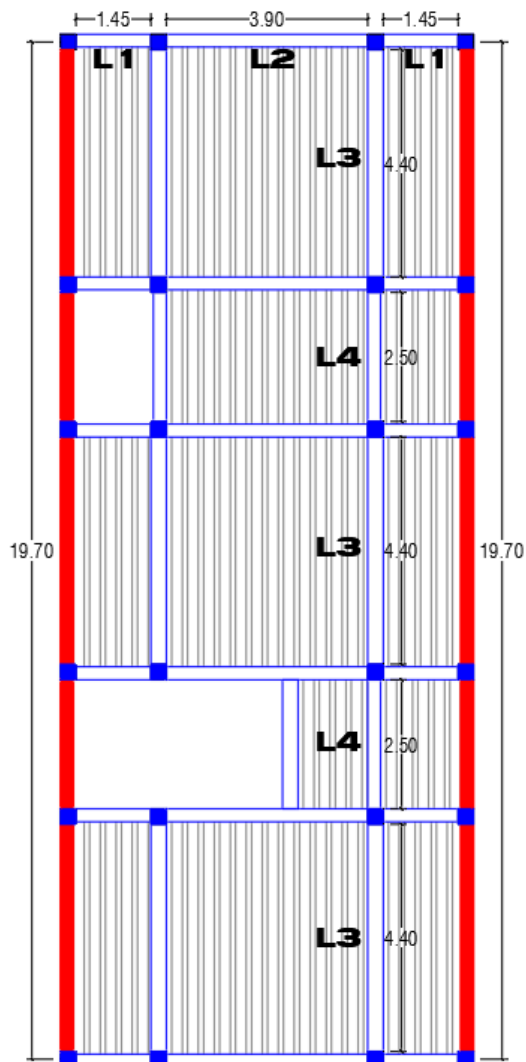
Para este sistema se deben de predimensionar las vigas y columnas. Las vigas se predimensionan dependiendo de su luz y el tipo de viga:

$$\text{Viga primaria: } h \geq \frac{Ln}{10}, \quad b \geq \frac{h}{2}, \quad b_{min} = 0.30$$

$$\text{Viga secundaria: } h \geq \frac{Ln}{12}, \quad b \geq \frac{h}{2}, \quad b_{min} = 0.25$$

Figura 37

Aumento de longitud de muro de concreto armado (X4)



Nota: Se muestran las luces de las vigas a predimensionar.

Calculando las dimensiones de las vigas de la edificación se tiene:

Tabla 24

Predimensionamiento de vigas primarias y secundarias

Viga	Luz (m)	Altura (m)	Base de amplificación	Dimensión
L1	1.45	$h \geq \frac{1.45}{10} = 0.145 \rightarrow h = 0.40$	$b \geq \frac{0.40}{2} = 0.20 \rightarrow h = 0.30$	30x40
L2	3.90	$h \geq \frac{3.90}{10} = 0.39 \rightarrow h = 0.40$	$b \geq \frac{0.40}{2} = 0.20 \rightarrow h = 0.25$	30x40
L3	4.40	$h \geq \frac{4.40}{12} = 0.367 \rightarrow h = 0.40$	$b \geq \frac{0.40}{2} = 0.20 \rightarrow h = 0.30$	25x40
L4	2.50	$h \geq \frac{2.50}{12} = 0.208 \rightarrow h = 0.40$	$b \geq \frac{0.40}{2} = 0.20 \rightarrow h = 0.25$	25x40

Las columnas pueden ser predimensionadas utilizando el método de áreas tributarias:

Figura 38

Área tributarias de columnas

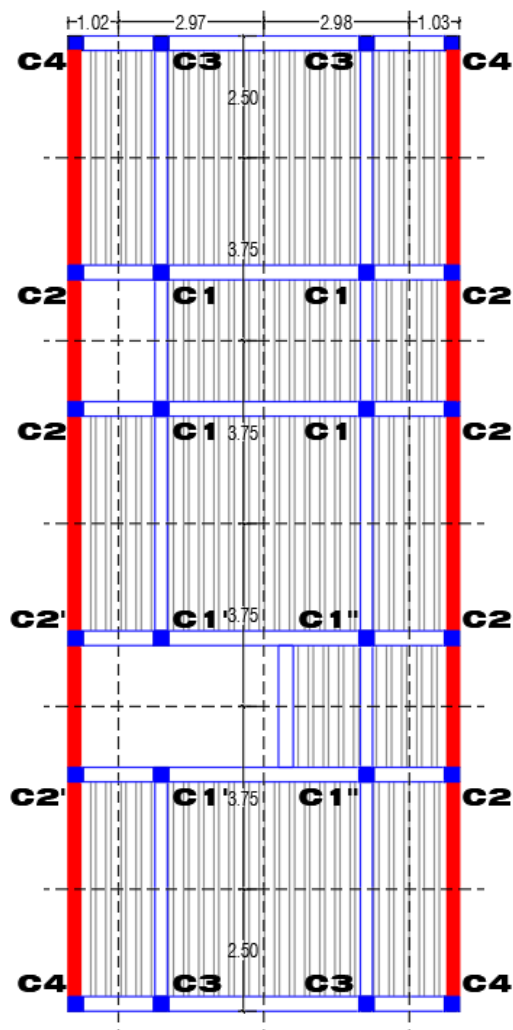
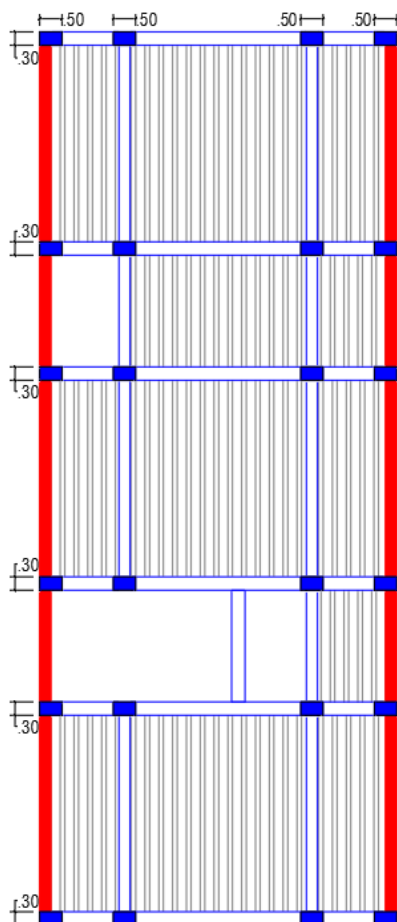


Tabla 25*Predimensionamiento por el método de áreas tributarias*

Tipo	Ubicación	Carga (Tn)	Dimensión
C1	Columna interior	$P = 1.10P_G$ $n = 0.30$	$bD = \frac{P}{nf'c}$
C1	Columna interior	$P = 1.10P_G$ $n = 0.25$	
C2 Y C3	Columnas extremas de pórticos interiores	$P = 1.25P_G$ $n = 0.25$	
C4	Columna de esquina	$P = 1.50P_G$ $n = 0.20$	

De lo anterior se obtiene que la mayoría de las columnas responden a una dimensión de 30x50, esto debido a que el uso de la estructura es para instituciones educativas y está ubicada en una zona altamente sísmica como lo es Tacna.

Figura 39*Dimensiones de columnas para sistemas de pórticos*

Elección del sistema estructural en la edificación

Las estructuras de baja altura en la ciudad de Tacna son típicamente de sistema estructural de albañilería confinada, esto es debido a que este sistema ofrece una buena resistencia a acciones sísmicas dada por su rigidez lateral, así mismo, son más económicos en la construcción debido a que los materiales empleados son de precio accesible y no requieren mucha mano de obra especializada.

En contraste, el sistema estructural de pórticos de concreto armado son de comportamiento flexible por tener una baja rigidez con limitaciones en sus luces, por lo cual requiere elementos estructurales más robustos y en la mayoría de los casos se requiere aislar la tabiquería el cual presenta sus propios elementos de confinamiento incrementando considerablemente los costos de construcción

Del análisis realizado, se puede concluir que, para el caso específico de la propuesta arquitectónica presentada, el sistema estructural que se adecua más es el de albañilería confinada debido a que la experiencia en la ingeniería peruana ha demostrado que este sistema tiene un buen comportamiento frente a los sismos, de fácil reparabilidad y es más económico de los que tienen un sistema estructural de pórticos de concreto armado y muros estructurales.

Anexo 3: Código de análisis estructural del modelo de barras

```

1 import pandas as pd
2 import numpy as np
3
4 # 1. TRATAMIENTO DE DATOS
5 ## Se da lectura a los datos de la geometria obtenidos de autocad para generar dataframes de los Puntos y
6 ## Lineas para el análisis estructural por el método del Puntal - Tensor
7
8 def Tratamiento_datos(direccion):
9
10     #Extraccion de datos de geometria
11     data_elementos = pd.read_excel(io = direccion, sheet_name = "Geometria")
12
13     Start = []
14     End = []
15     for i in range(len(data_elementos.Start_X)):
16         #Concatenacion de coordenadas iniciales
17         Start.append(str(data_elementos.Start_X[i]) + "-" + str(data_elementos.Start_Y[i]))
18         #Concatenacion de coordenadas finales
19         End.append(str(data_elementos.End_X[i]) + "-" + str(data_elementos.End_Y[i]))
20
21     Puntos = [*Start, *End] #Lista de puntos que se repiten
22
23     unicos_puntos = [] #Lista de puntos que no se repiten
24     for i in range(len(Puntos)):
25         if Puntos[i] not in unicos_puntos:
26             unicos_puntos.append(Puntos[i])
27
28     coord_X = []
29     coord_Y = []
30
31     #Asignamiento de coordenadas desconcatenandolas
32     for i in range(len(unicos_puntos)):

```

```

33     cadena = unicos_puntos[i]
34     pos = cadena.rfind("-")
35     coord_X.append(float(cadena[:pos]))
36     coord_Y.append(float(cadena[pos+1:]))
37
38     #Generación final de dataframe de PUNTOS
39     data_puntos = pd.DataFrame(list(zip(coord_X, coord_Y)), columns=["Position_X", "Position_Y"])
40     data_puntos.insert(0, "Name", "Point", allow_duplicates=False)
41     data_puntos.insert(1, "Number", list(range(1, len(unicos_puntos)+1)), allow_duplicates=False)
42
43     indice_start = [] #Indice de nudos de inicio
44     for i in range(len(Start)):
45         for j in range(len(unicos_puntos)):
46             if Start[i] == unicos_puntos[j]:
47                 indice_start.append(j+1)
48
49     indice_end = [] #Indice de nudos de inicio
50     for i in range(len(End)):
51         for j in range(len(unicos_puntos)):
52             if End[i] == unicos_puntos[j]:
53                 indice_end.append(j+1)
54
55     #Generación final de dataframe de ELEMENTOS
56     data_elementos.insert(1, "Number", list(range(1, len(data_elementos.iloc[:,0])+1)), allow_duplicates=False)
57     data_elementos["Start"] = indice_start
58     data_elementos["End"] = indice_end
59
60     #####
61     #Extraccion de datos de restricciones
62     data_restricciones = pd.read_excel(io = direccion, sheet_name = "Restricciones")
63
64     Pos_R = []
65     for i in range(len(data_restricciones.Coord_X)):
66         #Concatenacion de coordenadas de restricciones
67         Pos_R.append(str(data_restricciones.Coord_X[i]) + "-" + str(data_restricciones.Coord_Y[i]))
68

```

```

69     indice_R = [] #Indice de nudos de restricciones
70     for i in range(len(Pos_R)):
71         for j in range(len(unicos_puntos)):
72             if Pos_R[i] == unicos_puntos[j]:
73                 indice_R.append(j+1)
74
75     #Generación final de dataframe de RESTRICCIONES
76     data_restricciones.insert(3, "Point", indice_R, allow_duplicates=False)
77
78     #####
79     #Extraccion de datos de carga
80     data_cargas = pd.read_excel(io = direccion, sheet_name = "Cargas")
81
82     Pos_F = []
83     for i in range(len(data_cargas.Coord_X)):
84         #Concatenacion de coordenadas de cargas
85         Pos_F.append(str(data_cargas.Coord_X[i]) + "-" + str(data_cargas.Coord_Y[i]))
86
87     indice_F = [] #Indice de nudos de fuerzas
88     for i in range(len(Pos_F)):
89         for j in range(len(unicos_puntos)):
90             if Pos_F[i] == unicos_puntos[j]:
91                 indice_F.append(j+1)
92
93     #Generación final de dataframe de FUERZAS
94     data_cargas.insert(3, "Point", indice_F, allow_duplicates=False)
95
96     return data_puntos, data_elementos, data_cargas, data_restricciones
97
98     #####
99     #####
100
101 import openseespy.opensees as ops
102 import vfo.vfo as vfo
103
104 # 2. ANALISIS ESTRUCTURAL DE ARMADURAS PLANAS

```

```

105 ## Se realiza el análisis estructural de la armadura ingresando los dataframes de puntos y elementos para
106 ## determinar los puntales y tensores y así poder realizar el diseño de los elementos por el método del
107 ## Puntal - Tensor
108
109 def Analisis_armadura(data_puntos, data_elementos, data_cargas, data_restricciones):
110     ## 2.1. Definición del modelo
111     ops.model('basicBuilder', '-ndm', 2, '-ndf', 2)
112
113     ## 2.2. Definición de las coordenadas de los nodos
114     for i in range(len(data_puntos.iloc[:, 0])):
115         #ops.node(i+1, data_puntos.iloc[i,0], data_puntos.iloc[i,1])
116         ops.node(i+1, data_puntos.Position_X[i], data_puntos.Position_Y[i])
117
118     ## 2.3. Condiciones de apoyo
119     for i in range(len(data_restricciones.iloc[:, 0])):
120         ops.fix(int(data_restricciones.Point[i]),
121                *[int(data_restricciones.Restriction_X[i]), int(data_restricciones.Restriction_Y[i])])
122
123     ## 2.4. Definición de los elementos
124     ### Material (Tn/m2)
125     E = 1
126     ops.uniaxialMaterial('Elastic', 1, E)
127
128     ### Caso inicial (se desconoce la distribucion de fuerzas de traccion y compresion)
129     A = 1
130     for i in range(len(data_elementos.iloc[:, 0])):
131         ops.element('Truss', int(data_elementos.Number[i]),
132                    *[int(data_elementos.Start[i]), int(data_elementos.End[i])], A, 1)
133
134     # 2.5. Cargas
135     ops.timeSeries('Linear', 1)
136     ops.pattern('Plain', 1, 1)
137     ### Cargas puntuales (Tn)
138     for i in range(len(data_cargas.iloc[:, 0])):
139         ops.load(int(data_cargas.Point[i]), *[float(data_cargas.Force_X[i]), float(data_cargas.Force_Y[i])])
140

```

```

141 # 2.6. Analisis
142 ops.constraints('Plain')
143 ops.numberer('RCM')
144 ops.system('BandSPD')
145 ops.algorithm('Linear')
146 ops.integrator('LoadControl', 1)
147 ops.analysis('Static')
148 ops.analyze(1)
149
150 # 2.7. Obtención de desplazamientos en los nudos
151 desp_X = []
152 desp_Y = []
153 for i in range(len(data_puntos.iloc[:, 0])):
154     desp_X.append(ops.nodeDisp(int(data_puntos.Number[i]))[0])
155     desp_Y.append(ops.nodeDisp(int(data_puntos.Number[i]))[1])
156
157 #Desplazamientos = pd.DataFrame(desp, columns=["Point", "Def_X", "Def_Y"])
158 data_puntos["Def_X"] = desp_X
159 data_puntos["Def_Y"] = desp_Y
160
161 # 2.8. Obtención de fuerzas internas de los elementos
162 Fuerza_int = []
163 for i in range(len(data_elementos.iloc[:, 0])):
164     Fza = np.round(ops.eleForce(int(data_elementos.Number[i])),3) #Fuerza en los extremos
165     dx = float(data_elementos.End_X[i]) - float(data_elementos.Start_X[i])
166     dy = float(data_elementos.End_Y[i]) - float(data_elementos.Start_Y[i])
167     if (dx*Fza[0] + dy*Fza[1] >= 0):
168         Fuerza_int.append(-np.round(np.sqrt(Fza[0]**2+Fza[1]**2),3)) #Fuerza interna de compresión
169     else:
170         Fuerza_int.append(np.round(np.sqrt(Fza[0]**2+Fza[1]**2),3)) #Fuerza interna de tracción
171
172 data_elementos["Fuerza_int"] = Fuerza_int
173
174 return data_puntos, data_elementos
175
176 #####

```

```

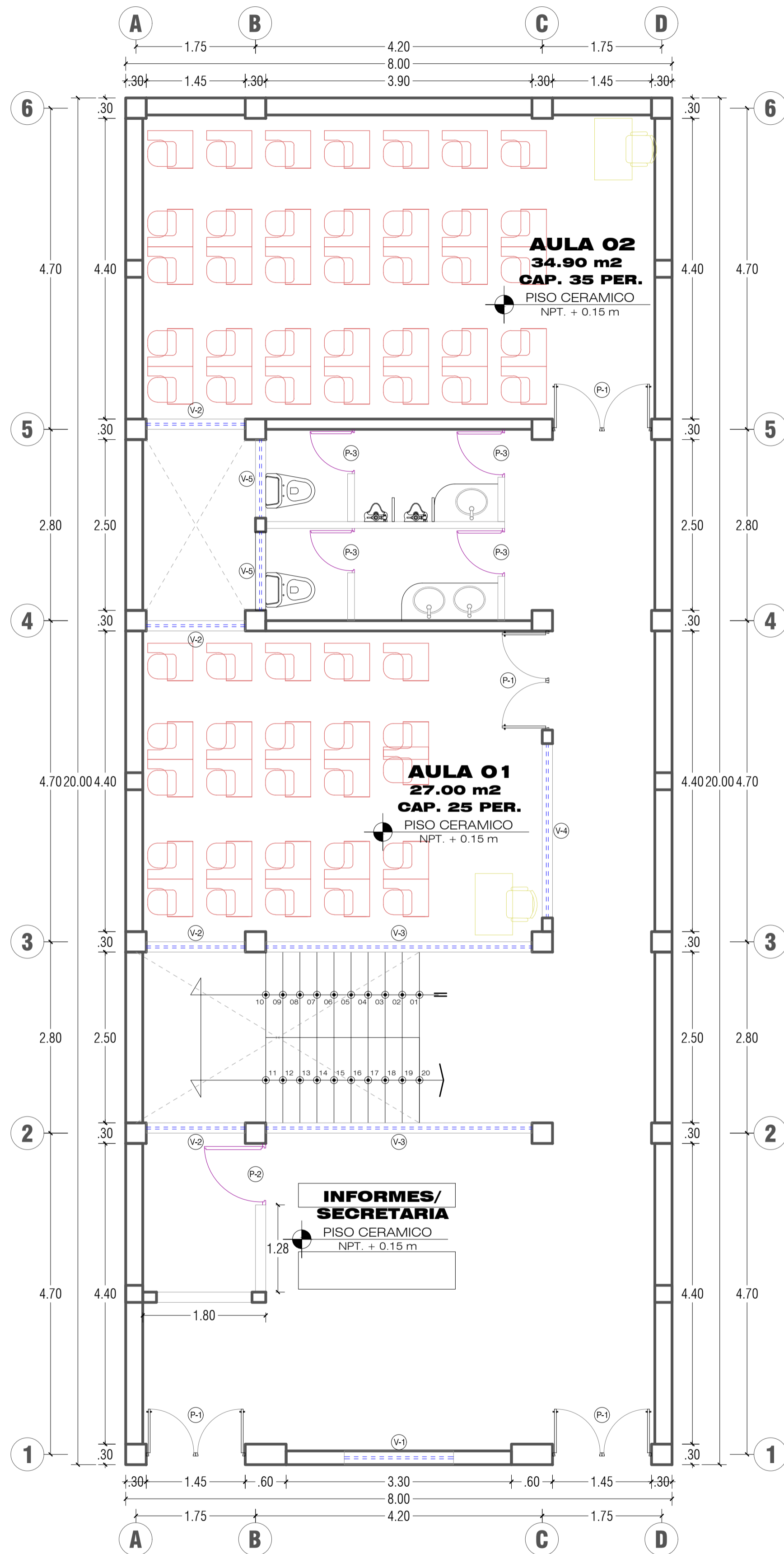
177 #####
178
179 import matplotlib.pyplot as plt
180 import matplotlib as mpl
181
182 # 3. GRAFICO DE RESULTADOS INICIALES
183 ## Se realiza el grafico de los resultados de la armadura mostrando qué elementos se encuentran en tracción
184 ## o compresión
185
186 def Grafico_distribucion_fuerzas(data_puntos, data_elementos, ubicacion):
187
188     plt.subplots(1, 1, figsize=(6, 9))
189
190     #Modelo Continuo
191     xc = [0.00, 4.50, 4.50, 0.00, 0.00]
192     yc = [0.00, 0.00, 9.00, 9.00, 0.00]
193     plt.plot(xc, yc, color = "k", alpha = 0.3)
194     plt.fill(xc, yc, color = "k", alpha = 0.1)
195
196     xc1 = [1.45, 3.05, 3.05, 1.45, 1.45]
197     yc1 = [1.40, 1.40, 2.60, 2.60, 1.40]
198     plt.plot(xc1, yc1, color = "k", alpha = 0.3)
199     plt.fill(xc1, yc1, color = "w")
200     xc2 = [1.45, 3.05, 3.05, 1.45, 1.45]
201     yc2 = [4.40, 4.40, 5.60, 5.60, 4.40]
202     plt.plot(xc2, yc2, color = "k", alpha = 0.3)
203     plt.fill(xc2, yc2, color = "w")
204     xc3 = [1.45, 3.05, 3.05, 1.45, 1.45]
205     yc3 = [7.40, 7.40, 8.60, 8.60, 7.40]
206     plt.plot(xc3, yc3, color = "k", alpha = 0.3)
207     plt.fill(xc3, yc3, color = "w")
208
209     #Modelo Puntal Tensor
210     Fza_max = max(data_elementos.Fuerza_int)
211     Fza_min = min(data_elementos.Fuerza_int)
212     for i in range(len(data_elementos.iloc[:, 0])):

```

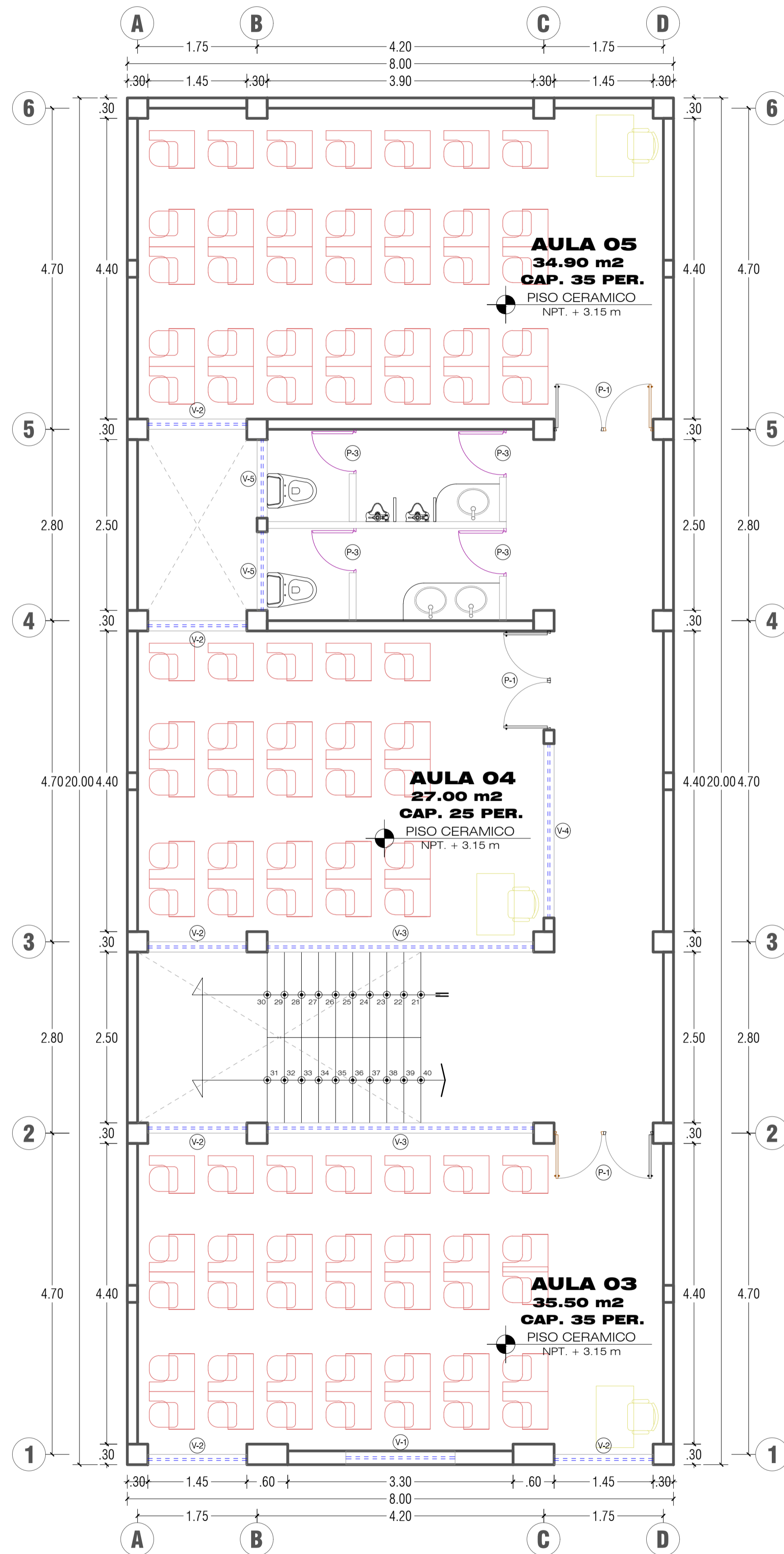
```

213     x = [float(data_elementos.Start_X[i]), float(data_elementos.End_X[i])]
214     xm = (x[0]+x[1])/2
215     y = [float(data_elementos.Start_Y[i]), float(data_elementos.End_Y[i])]
216     ym = (y[0]+y[1])/2
217     col = float(data_elementos.Fuerza_int[i])
218     if x[1]-x[0] == 0:
219         ang = 90
220         plt.text(xm, ym-0.2, str(round(col,2)), color = "k", fontsize = 8, rotation = ang)
221     elif y[1]-y[0] == 0:
222         ang = 0
223         plt.text(xm-0.2, ym, str(round(col,2)), color = "k", fontsize = 8, rotation = ang)
224     else:
225         ang = round(np.arctan((y[1]-y[0])/(x[1]-x[0]))*180/np.pi,1)
226         plt.text(xm-0.2, ym-0.2, str(round(col,2)), color = "k", fontsize = 8, rotation = ang)
227     if (col > 0):
228         plt.plot(x, y, "#0000ff", alpha = round(col/Fza_max, 2))
229     elif (col == 0):
230         plt.plot(x, y, "w", alpha = 0.1)  ##"#00ff00"
231     else:
232         plt.plot(x, y, "#ff0000", alpha = round(col/Fza_min, 2))
233
234     #Fuerzas máximas
235     plt.text(4.8, 0.8, "Fmax = " + str(round(Fza_max,2)) + " Tn", color = "b")
236     plt.text(4.8, 0.5, "Fmin = " + str(round(Fza_min,2)) + " Tn", color = "r")
237
238     cmap = plt.get_cmap('bwr_r', 10)
239     norm = mpl.colors.TwoSlopeNorm(0, vmin = Fza_min, vmax = Fza_max)
240     sm = plt.cm.ScalarMappable(cmap=cmap, norm=norm)
241     sm.set_array([])
242     plt.colorbar(sm, label="Fuerza (Tn)", shrink=0.5)
243
244     plt.savefig(ubicacion)
245
246     return 0

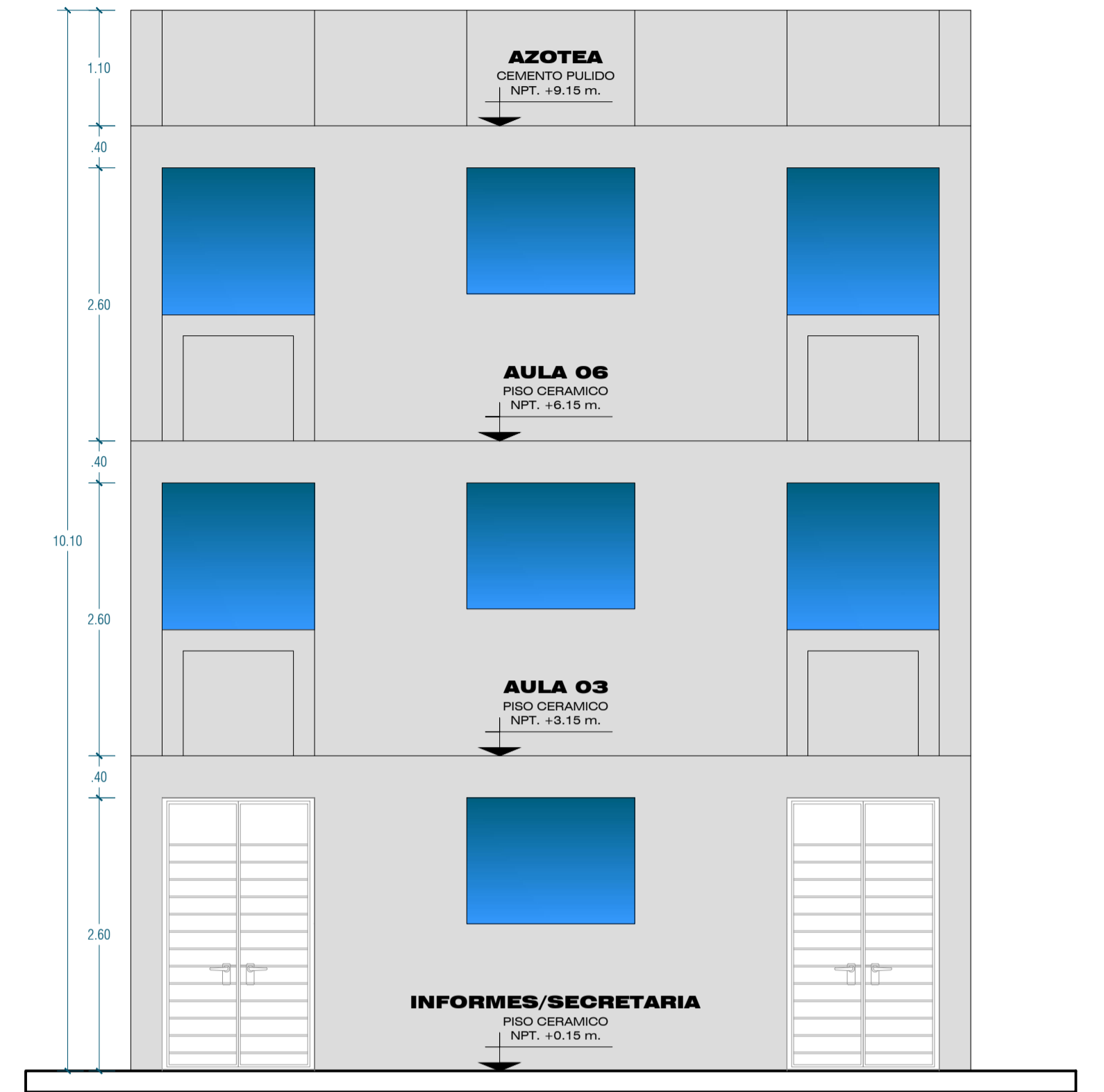
```



ARQUITECTURA 1ER NIVEL
ESC: 1/50



ARQUITECTURA 2DO Y 3ER NIVEL
ESC: 1/50



ELEVACIÓN FRONTAL PRINCIPAL
ESCALA: 1/50

CUADRO DE VANOS - PUERTAS

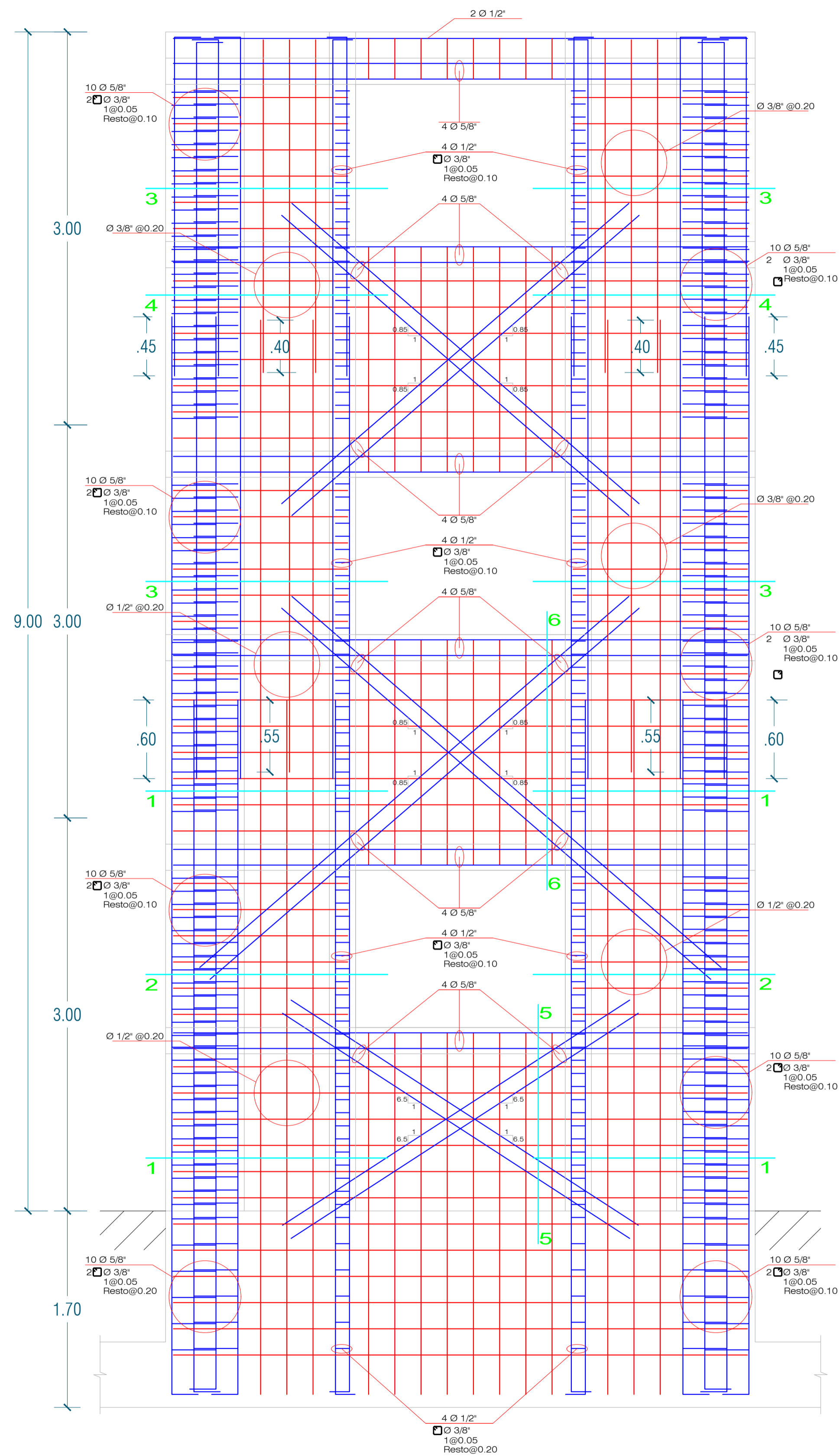
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL
P-1	1.45	2.60	---	MADERA TIPO TABLERO
P-2	0.90	2.60	---	MADERA TIPO TABLERO
P-3	0.70	2.00	---	MADERA TIPO TABLERO

CUADRO DE VANOS - VENTANAS

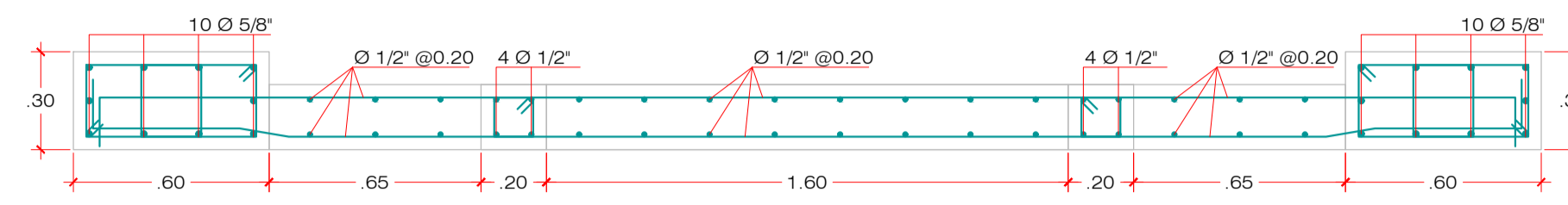
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	MATERIAL	INDICACION
V-1	1.60	1.20	1.40	VIDRIO DE 6MM	AUTOMATICA
V-2	1.45	1.40	1.20	VIDRIO DE 6MM	AUTOMATICA
V-3	3.90	0.40	2.20	VIDRIO DE 6MM	AUTOMATICA
V-4	2.55	0.40	2.20	VIDRIO DE 6MM	AUTOMATICA
V-5	1.15	0.40	2.20	VIDRIO DE 6MM	AUTOMATICA

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

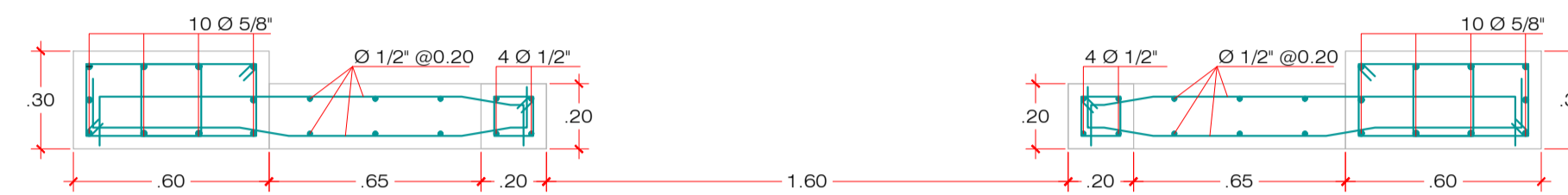
PROPIETARIO:	SR. ALFREDO GOMEZ CAHUAYA	LÁMINA:	A-01
PROYECTO:	CENTRO DE EDUCACION	DIBUJO:	JACP
PLANO:	ARQUITECTURA	FECHA:	DICIEMBRE 2023
CONTRACTO:	MOVIL 202300951	UBICACIÓN:	DTTO. GREGORIO ALBARRACIN LANCHIPA, PROMUVI, MZA 392, LOTE 53
		ESCALA:	INDICADA



DETALLE DE ARMADO DE MURO ESTRUCTURAL
ESC: 1/25



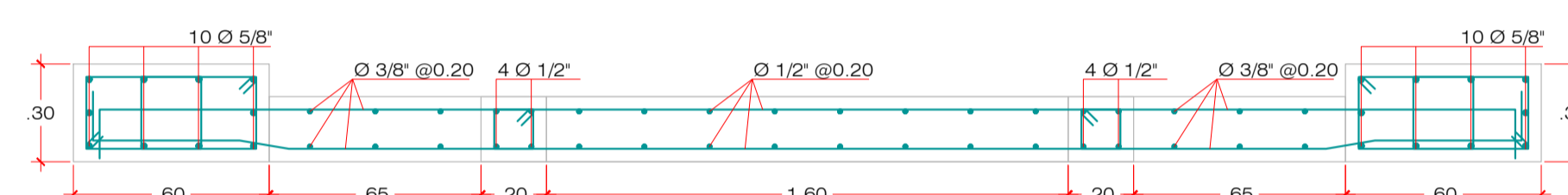
CORTE 1-1
ESC: 1/20



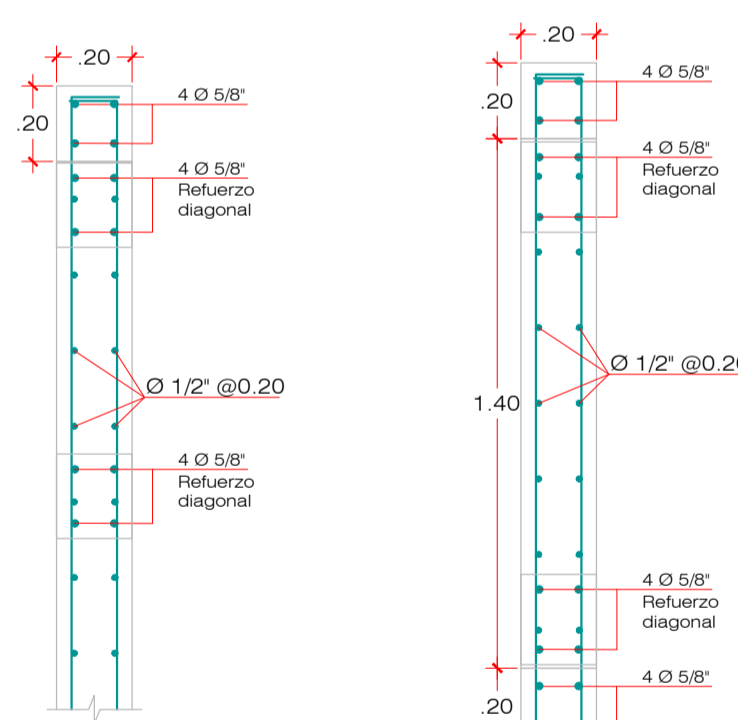
CORTE 2-2
ESC: 1/20



CORTE 3-3
ESC: 1/20

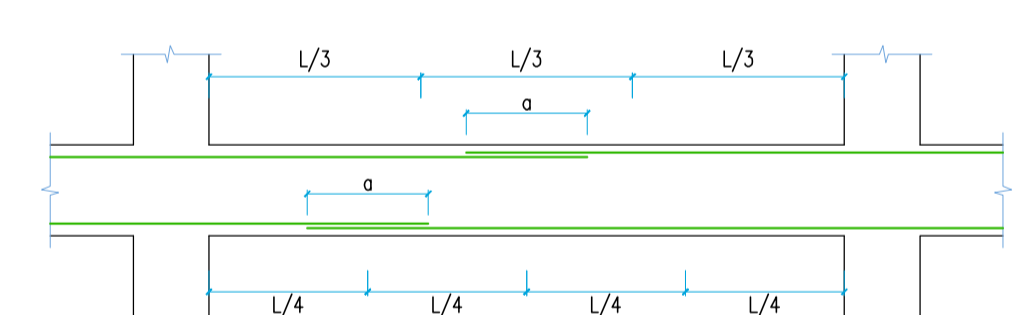


CORTE 4-4
ESC: 1/20



CORTE 5-5
ESC: 1/20

CORTE 6-6
ESC: 1/20

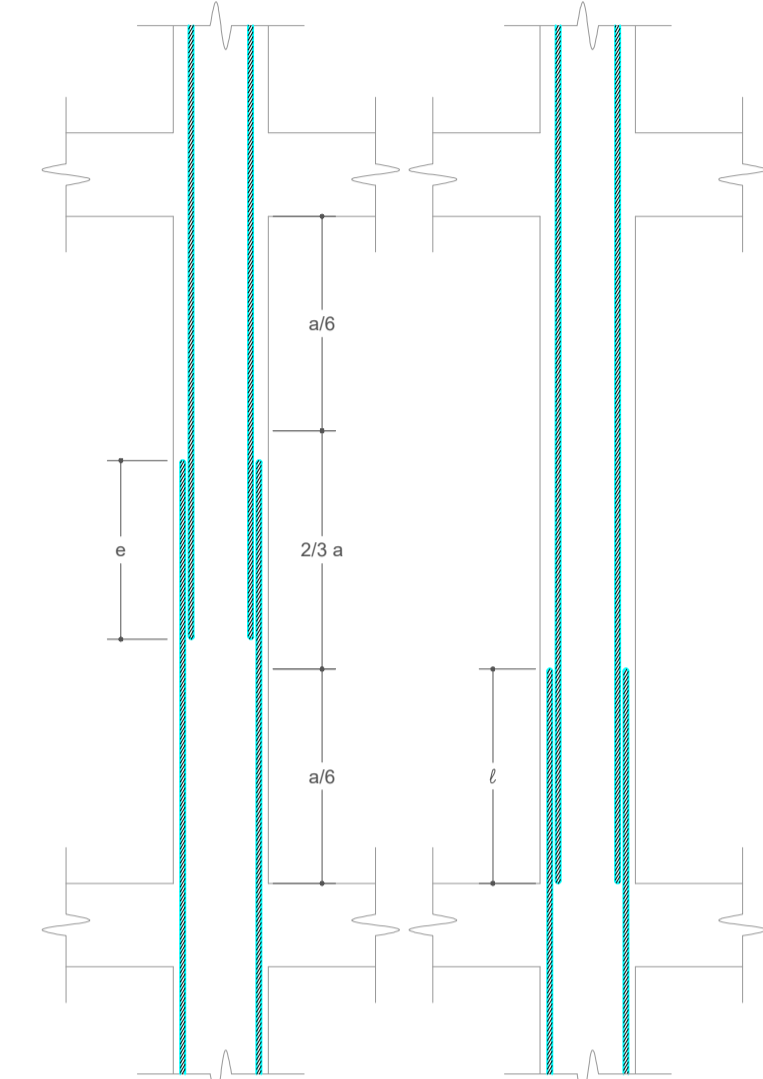


VALORES DE "a"

Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
	H : CUALQUIERA	H < 0.30	H > 0.30	H > 0.30
3/8"	0.40 m	0.30 m	0.45 m	0.45 m
1/2"	0.40 m	0.35 m	0.50 m	0.50 m
5/8"	0.50 m	0.40 m	0.60 m	0.60 m
3/4"	0.65 m	0.50 m	0.70 m	0.70 m
1"	1.20 m	1.20 m	1.25 m	1.25 m

- a.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE UNA MISMA SECCION.
- b.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADAS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30%.
- c.- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DEL EMPALME IGUAL A 50 CM., PARA FIERROS DE 3/8", 60 CM. PARA 1/2" Y 70 CM. PARA 5/8".

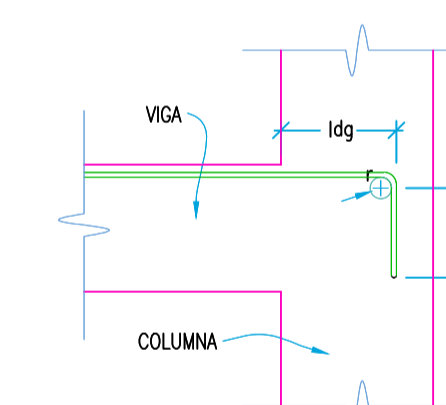
Empalmar en diferentes partes tratando de hacer los empalmes fuera de la zona de confinamiento



LONGITUD DE EMPALME (a)		LONGITUD DE EMPALME (l)	
Ø 3/4"	0.60 m	Ø 3/4"	0.70 m
Ø 5/8"	0.45 m	Ø 5/8"	0.60 m

CONSIDERANDO ZONA DE ESFUERZOS ALTOS PERO QUE SE EMPALMAN MENOS DEL 50% DE LAS VARELLAS.

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS
Esc: 1/25



Longitud de Anclaje con Gancho (ldg)	
Ø	f'c = 210 kg/cm2
1/2"	28 cm
5/8"	35 cm
3/4"	42 cm
1"	56 cm

Ø	r (cm)	12db (cm)	Total (cm)
3/8"	3	11.50	14.50
1/2"	4	15	19
5/8"	5	20	25
3/4"	6	25	31
1"	8	31	39

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO (ldg)
Esc: 1/50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO	f'c : 210 kg/cm2
MUROS	
ACERO DE REFUERZO	fy : 4200 Kg/cm2
RESISTENCIA	
GRADO	: 60
RECUBRIMIENTOS	
MUROS Y COLUMNAS	: 4.00 cm.